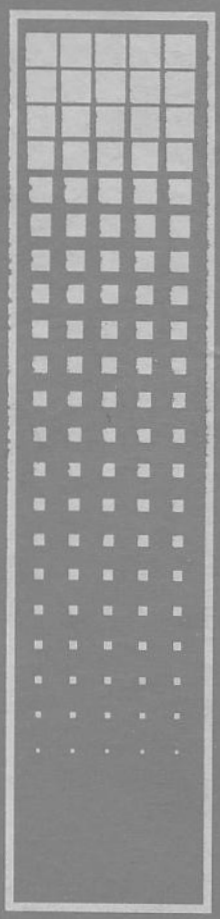
DAN D. MATEESCU

CLĂDIRI ÎNALTE CU SCHELET DIN OȚEL



EDITURA ACADEMIEI ROMÂNE

TALL BUILDING STEEL STRUCTURES

riţia acestei lucrări a fost parţial susţinută de următoarele întreprinderi:

1. S.C. ÎNTREPRINDEREA DE CONSTRUCŢII SIDERURGICE HUNEDOARA S.A. ing. D. Gaita
2. KEMPPI-OMNISUD ing. A. Câmpurean
3. S.C. ŞANTIERUL 4 S.A. ing. I. Bozdoc
4. S.C. GENERAL CONSTRUCT S.A. ing. I. Mancea
5. C.M.B.-BOCŞA ing. I. Pricăjan
6. S.C. CRISTICONS S.A. Dr. ing. I. Georgescu
7. S.C. ILIAN S.A Dr. ing. T. Ciomocoş
8. S.C. DECEBAL S.R.L. ing. I. Păunescu
9. S.C. RIPS SRL Dr. ing. V. Stoian
10. S.C. ARIVI SRL ing. L. Aritina
11. S.C. TIMCON S.A. ing. S. Mâşu
12. S.C. CONSTRUCTIM S.A. ing. V. Marinescu
13. S.C. RECON D. Popescu

ISBN: 973-27-0574-4

EDITURA ACADEMIEI ROMÂNE
R 76117, Bucureşti, 13 Septembrie nr. 13, sector 5

PREFAŢĂ

Structura de rezistenţă a unei clădiri multi-etajate poate fi realizată cu una dintre următoarele soluţii constructive: structura de rezistenţă din beton-armat, structura de rezistenţă din oţel, cu unele elemente compuse din oţel-beton.

Deoarece costul structurii de rezistenţă nu reprezintă mai mult de 10% din costul total al clădirii multi-etajate, diferenţele între diferitele soluţii constructive fiind minimale, rezultă că alte criterii de comparaţie trebuie să stea la baza alegerii soluţiei constructive optimale.

Aceste considerente se referă în principal la următoarele:

- *siguranţa mare la efectul încărcărilor şi în mod deosebit la cele cu efect dinamic, acţiunea vântului şi a cutremurelor de pământ.*
- *greutate proprie cât mai redusă cu implicaţii economice favorabile asupra fundaţiilor şi asupra cheltuielilor transportului şi a cheltuielilor ridicate de manipularea materialelor pe şantier,*
- *suprafeţe utile cât mai mari la aceeaşi suprafaţă construită,*
- *timp de execuţie cât mai redus, cu implicaţii economice favorabile privind reducerea imobilizării capitalului investit,*
- *posibilitatea de recuperare a materialului în cazul când clădirea nu mai satisface condiţiile unei exploatări normale şi trebuie demolată.*

Aceste criterii sunt în totalitate satisfăcute de structurile executate din oţel şi pentru unele elemente ale structurii de rezistenţă, de exemplu planşeele, în soluţie compusă oţel-beton.

În prezentarea metodelor de calcul şi dimensionare, precum şi în numeroasele exemple numerice au fost aplicate atât normele româneşti STAS cât şi cele internaţionale EUROCODE. De altfel, aplicarea normelor Europene nu ridică probleme deosebite deoarece filozofia metodelor de calcul este aceeaşi în cele două pachete de norme, prin introducerea metodelor la stările limită ultime şi stările limită ale exploatării normale.

În cele 19 capitole ale cărții, sunt prezentate problemele teoretice privind calculul și dimensionarea elementelor componente ale structurii de rezistență ale clădirilor înalte, cu multe etaje, precum și problemele referitoare la soluțiile constructive. Notațiile folosite sunt cele din EUROCODE.

În ***primul capitol,*** *generalități, pe lângă avantajele structurilor metalice față de celelalte procedee de construcții, este prezentat un scurt istoric al dezvoltării clădirilor înalte cu structura de rezistență executată din oțel.*

În ***capitolul doi*** *„Bazele calculului și dimensionării elementelor structurilor din oțel" sunt prezentate principiile metodelor de calcul, stările limită ultime și stările limită ale exploatării normale precum și date referitoare la evaluarea încărcărilor și a efectelor lor în calculul clădirilor cu multe etaje.*

Calitățile mărcilor de oțel utilizate la executarea structurilor de rezistență și caracteristicile fizico-mecanice și rezistențele de calcul sunt prezentate în ***capitolul trei.*** *În acest capitol sunt date tabele de profile dublu T cu tălpi late, foarte indicate în special pentru alcătuirea secțiunilor transversale ale stâlpilor, produse în străinătate, cu intenția de a sublinia necesitatea producerii lor și în țara noastră și până atunci, de a furniza informații de alcătuire rațională a secțiunii transversale în alternativa sudată.*

În ***capitolul patru*** *sunt prezentate soluții de alcătuire în plan și elevație a structurilor cu multe etaje cu foarte multe exemple concrete de clădiri executate.*

Diferitele tipuri de structuri multi-etajate, de asemenea cu exemplificări concrete sunt prezentate în ***capitolul cinci.***

În ***capitolele șase*** *și* ***șapte*** *sunt prezentate cele două metode de calcul la stările limită și metodele de calcul al solicitărilor printr-o analiză globală-elastică și analiză globală-plastică. După EUROCODE 3 sunt date valorile imperfecțiunilor globale ale structurii și imperfecțiunile elementelor componente. De asemenea sunt prezentate clasificările secțiunilor transversale ale elementelor componente ale structurii de rezistență.*

Calculul elastic de ordinul I și de ordinul II al cadrelor cu noduri rigide este prezentat în ***capitolul opt,*** *iar calculul plastic în* ***capitolul nouă.*** *Metodele de calcul sunt exemplificate prin exemple numerice și calcul automat.*

În ***capitolul zece*** *sunt prezentate sisteme contravântuite cu luarea în considerare a efectelor imperfecțiunilor și a efectui P - Δ. În*

afară de contravânturile metalice sunt amplu discutate problemele diafragmelor pline și a diafragmelor cu goluri, ca sisteme de contravântuiri.

Sistemele cu noduri semi-rigide sunt prezentate în ***capitolul unsprezece.*** *Rezistențele diferitelor zone ale stâlpului nerigidizat, rigiditatea la rotire, capacitatea la rotire a nodului de prindere riglă-stâlp și valoarea momentului rezistent de calcul sunt prezentate prin exemple numerice.*

În ***capitolul doisprezece*** *sunt prezentate calculele elementelor de prindere și îmbinare, șuruburi și suduri.*

Dimensionarea și alcătuirea stâlpilor cadrelor multi-etajate sunt prezentate în ***capitolul treisprezece.*** *Verificarea stabilității la efortul axial de compresiune, stabilirea lungimii de flambaj, verificările la solicitări compuse (compresiune și încovoiere) sunt tratate atât pentru secțiunile unitare cât și pentru secțiunile compuse.*

În ***capitolul patrusprezece*** *sunt tratate problemele referitoare la calculul, dimensionarea și alcătuirea riglelor cadrelor.*

Sunt prezentate verificările de rezistență la încovoiere și la solicitări compuse, verificări la stabilitatea la deversare laterală, verificări la stabilitatea locală și verificările rigidității. Toate aceste probleme sunt prezentate atât pentru secțiunile cu inima plină, cât și pentru secțiuni cu goluri în inimă și secțiuni ajurate cu goluri hexagonale sau circulare. De asemenea sunt tratate, calculul și dimensionarea, riglelor executate ca grinzi cu zăbrele.

Îmbinările stâlpilor și prinderea stâlpilor de fundații sunt prezentate în ***capitolul cincisprezece.***

În ***capitolul șaisprezece*** *sunt prezentate diferitele soluții de prindere riglă-stâlp: prinderi articulate, prinderi rigide și prinderi semi-rigide. Prinderile riglă-stâlp sunt tratate atât cele executate cu șuruburi cât și cele sudate.*

Verificarea la oboseală face obiectul ***capitolului șaptesprezece.***

Capitolul optsprezece *se referă la calculul și alcătuirea elementelor de construcții executate în soluție mixtă oțel-beton. Sunt prezentate calculul planșeelor în soluție mixtă oțel-beton, placă cutată-placă din beton, grinzi ale planșeelor în soluție compusă oțel-beton și stâlpi în soluție mixtă oțel-beton.*

Ultimul capitol, ***al nouasprezecelea*** *se referă la protecția la foc a elementelor structurii de rezistență. Sunt prezentate soluții de protecție prin izolarea termică a elementelor metalice cu materiale corespun-*

zătoare, cât și sisteme de protecție prin vopsire cu vopsele și lacuri ignifuge și intumescente.

Cartea este adresată inginerilor constructori și arhitecților care lucrează în cercetarea științifică, proiectare și execuție, precum și studenților din ultimii ani ai facultăților de construcții și arhitectură.

Mulțumesc colegului Liviu Gădeanu pentru prima citire a manuscrisului și doamnei Angela Misaras pentru executarea în tuș a figurilor.

Mulțumesc de asemenea, conducerii Editurii Academiei și în special redacției, precum și tuturor acelora din cadrul Societății poligrafice HELICON care au participat la această reușită.

Academician DAN MATEESCU

Timișoara 20 Martie 1996

TABLA DE MATERII

Capitolul 1. Generalități 17

1.1. Introducere 17
1.2. Scurt istoric al clădirilor cu multe etaje 22
1.3. Notații folosite 36

Capitolul 2. Bazele calculului și dimensionării elementelor structurii din oțel 39

2.1. Generalități 39
2.2. Metoda de calcul la stările limită 40
2.3. Acțiunile care se exercită asupra construcțiilor 42
2.4. Valorile normate și de calcul ale intensității încărcărilor permanente și utile 44
2.5. Încărcări date de zăpadă 51
2.6. Noțiuni elementare din dinamica structurilor 59
2.7. Încărcări date de vânt după STAS 10101/20–90 70
2.8. Acțiunea vântului după EUROCODE 1-1993 82
2.9. Acțiunea seismică 94
2.10. Calculul construcțiilor la acțiunea exploziilor 120

Capitolul 3. Materiale 129

3.1. Oțeluri folosite la executarea construcțiilor metalice. Produse laminate la cald 129
3.2. Rezistențe de calcul 131
3.3. Condiții pentru analiza globală a structurii de rezistență 131
3.4. Energia de rupere (după EUROCODE 3) 132
3.5. Calități de oțel pentru șuruburi și nituri și rezistențe de calcul 132
3.6. Materiale pentru sudare 134
3.7. Tabele de profile cu tălpi late 134

Capitolul 4. Alcătuirea în plan și elevație a clădirii cu multe etaje 145

4.1. Generalități 145
4.2. Soluții de alcătuire în plan și elevație 153

Capitolul 5. Tipuri de structuri 158

5.1. Generalități 158
5.2. Sisteme cu cadre rigide transversale și longitudinale 162
5.3. Sisteme cu cadre transversale rigide și cadre longitudinale cu articulații 169
5.4. Sisteme cu cadre transversale cu noduri rigide și articulații 170

5.5. Structuri cu cadre transversale cu noduri rigide şi contravântuiri verticale transversale 171
5.6. Structuri cu stâlpi pendulari şi contravântuiri verticale, transversale şi longitudinale 183
5.7. Structuri cu nucleu central şi stâlpi metalici 186
5.8. Structuri cu forme tubulare 200
5.9. Clădiri cu structură celulară, (Bundled Tube) 214
5.10. Alte sisteme 216

Capitolul 6. Calculul structurilor la stările limită ultime 224

6.1. Calculul solicitărilor 224
6.1.1. Metode pentru determinarea solicitărilor 224
6.1.1.1. Analiza globală elastică 225
6.1.1.2. Analiza globală plastică 226
6.1.1.3. Ipoteze de calcul 227
6.2. Tipuri de structuri 228
6.3. Structuri contravântuite 230
6.4. Efectul imperfecţiunilor 230
6.5. Imperfecţiunile globale ale structurii 231
6.6. Imperfecţiuni la analiza sistemelor de contravântuiri 233
6.7. Imperfecţiuni ale elementelor 235
6.8. Stabilitatea globală a structurilor 235
6.9. Clasificarea secţiunilor transversale 236
6.9.1. Secţiunile din clasa 4, lăţimile eficace 241
6.10. Gruparea încărcărilor 246

Capitolul 7. Calculul la stările limită ale exploatării normale 250

7.1. Grupările de acţiuni după STAS 10101/OA-77 250
7.2. Grupările de acţiuni după EUROCODE 3 250
7.3. Verificările la stările limită ale exploatării normale 251

Capitolul 8. Calculul cadrelor cu noduri rigide 254

8.1. Generalităţi 254
8.2. Calculul elastic de ordinul I al cadrelor cu noduri rigide 257
8.2.1. Necunoscute şi reguli de semne 257
8.2.2. Relaţii între momentele la capăt de bară şi deformaţii, la bara dublu încastrată 259
8.2.3. Momentele de încastrare din încărcarea directă a riglelor cadrului 260
8.2.4. Valorile finale ale momentelor de capăt de bară 261
8.2.5. Relaţii între momentul de capăt de bară şi deformaţii la bara încastrată la un capăt şi articulată la celălalt capăt 261
8.2.6. Momente din încărcarea directă pe rigla încastrată în nodul *i* şi articulată în nodul *k* 262
8.2.7. Valorile finale al momentelor la capăt de bară 262
8.2.8. Scrierea ecuaţiilor 262
8.2.9. Cadre cu noduri fixe 264
8.2.10. Cadre cu noduri deplasabile 266
8.3. Calculul elastic de ordinul II al cadrelor cu noduri rigide 268
8.3.1. Grinda dublu încastrată 271
8.3.2. Grinda încastrată la un capăt şi articulată la celălalt capăt 273
8.4. Metoda matricelor de rigiditate 274
Exemplu numeric 8.1. 282
Exemplu numeric 8.2. 294

Capitolul 9. Calculul plastic al cadrelor cu noduri rigide 299

9.1. Generalităţi 299
9.2. Valorile solicitărilor care plastifică secţiunea transversală dublu T 300
9.2.1. Valoarea forţei axiale de calcul care asigură plasticizarea secţiunii transversale a barei din clasele de secţiune 1 şi 2 300
9.2.2. Valorile momentului de încovoiere de calcul 300
9.2.3. Valorile forţei tăietoare de calcul 300
9.2.4. Solicitări compuse 301
9.3. Metode pentru calculul plastic al cadrelor cu noduri rigide 302
9.3.1. Metoda combinării lanţurilor cinematice 302
Exemplu numeric 9.1. 304
9.3.2. Metoda echilibrării în noduri a momentelor plastice 310
Exemplu numeric 9.2. 311

Capitolul 10. Structuri contravântuite şi diafragme 318

10.1. Generalităţi 318
10.2. Contravântuiri verticale 319
10.2.1. Sisteme de contravântuiri 319
10.2.2. Calculul contravântuirilor verticale 321
10.2.3. Determinarea eforturilor şi dimensionarea barelor contravântuirii verticale. 324
10.2.4. Calculul deplasărilor orizontale ale nodurilor 324
Exemplu numeric 10.1. 326
10.2.5. Noduri ale contravântuirilor verticale. Soluţii constructive 335
10.2.6. Soluţii hibride. Cadre cu noduri rigide şi diagonale prinse excentric 338
10.3. Diafragme pline 344
Exemplu numeric 10.2 347
10.3.1. Sisteme fără simetrie geometrică 348
10.3.2. Metoda grinzii înlocuitoare 349
Exemplu numeric 10.3. 353
10.3.3. Sisteme compuse diafragme-cadre 360
10.4 Diafragme cu un şir de goluri 363
Exemplu numeric 10.4. 372

Capitolul 11. Cadre cu noduri semi-rigide 376

11.1. Generalităţi 376
11.2. Zonele caracteristice ale prinderii riglă-stâlp 381
11.3. Determinarea valorilor caracteristice ale nodului de prindere riglă-stâlp în soluţie sudată (EUROCODE 3) 382
11.3.1. Rezistenţa zonei solicitată la întindere 382
11.3.2. Rezistenţa zonei solicitată la compresiune 385
11.3.3. Rezistenţa zonei solicitată la forfecare 386
11.3.4. Rigiditatea la rotire 386
11.3.5. Capacitatea de rotire a prinderii riglă-stâlp 387
11.3.6. Valoarea momentului rezistent de calcul 387
11.3.7. Metode de verificare a cadrelor cu noduri semi-rigide contravântuite 388
11.4. O altă metodă de verificare 389
11.4.1. Generalităţi 389
11.4.2. Calculul caracteristicilor nodurilor 390
11.4.3. Calculul solicitărilor în rigle şi stâlpi 395
11.4.4. Aplicarea metodei de verificare (Exemplu numeric) 397

Capitolul 12. Elemente de prindere şi îmbinare 403

12.1. Generalităţi 403
12.2. Efortul capabil de calcul al şuruburilor 404
12.2.1. Şuruburi de înaltă rezistenţă în prinderi rezistente la lunecare 407
12.2.2. Categoriile de prinderi cu şuruburi 408
12.3. Efortul capabil de calcul al niturilor 411
12.4. Rezistenţa de calcul a sudurilor 412
12.4.1. Prinderi cu suduri de colţ 412
12.4.2. Îmbinări cap la cap 414

Capitolul 13. Stâlpii cadrelor clădirilor cu multe niveluri 416

13.1. Generalităţi 416
13.2. Verificarea de rezistenţă şi stabilitate a stâlpilor cadrelor multietajate 418
13.2.1. Lungimi de flabaj 418
13.2.2. Verificarea la efortul axial de compresiune 422
13.2.3. Verificarea elementelor solicitate la compresiune şi încovoiere 430
13.2.3.1. Elemente cu secţiunea transversală din clasele 1 şi 2 430
13.2.3.2. Elemente cu secţiunea transversală din clasa 3 430
13.2.3.3. Elemente cu secţiunea transversală din clasa 4 431
Exemplu numeric 13.1. 432
13.2.4. Verificarea elementelor solicitate la compresiune şi încovoiere după STAS 10108/0-78 435
13.2.4.1. Verificarea stabilităţii barelor cu secţiune plină 435
Exemplu numeric 13.2. 436
13.3. Verificarea de rezistenţă şi stabilitate a stâlpilor cu secţiune transversală compusă 437
13.3.1 Generalităţi 437
13.3.2. Momentul de inerţie la încovoiere 438
13.3.3. Eforturile în elementele secţiunii transversale la mijlocul lungimii 439
13.4. Calculul plăcuţelor de legătură şi verificarea prinderii lor la încovoiere şi forfecare 440

Capitolul 14. Alcătuirea şi dimensionarea riglelor cadrelor multietajate 441

14.1. Alegerea secţiunilor 441
14.2. Verificarea la rezistenţă a secţiunii transversale a riglelor cadrelor multietajate 443
14.2.1. Verificarea după STAS 10108/0-78 443
14.2.2. Verificarea după EUROCODE 3 443
14.3. Verificarea la stabilitate a riglelor cadrelor multi-etajate 446
14.3.1. Verificarea după STAS 10108/0–78 446
14.3.2. Verificarea stabilităţii după EUROCODE 3 448
14.3.3. Verificarea stabilităţii locale a inimii riglei după EUROCODE 3 450
14.3.4. Interacţiunea între efortul de forfecare, momentul de încovoiere şi forţa axială 455
14.3.5. Rezistenţa inimii riglei la forţe transversale 457
14.4. Verificarea rigidităţii riglelor cadrelor multi-etajate 458
Exemplu numeric 14.1. 458
14.5. Grinzi cu goluri în inimă 461
14.6. Profile ajurate 465
14.7. Grinzi cu goluri circulare 474
14.8. Rigle executate ca grinzi cu zăbrele 476

Capitolul 15. Îmbinările stâlpilor şi prinderilor de blocul de fundaţii 484

15.1. Generalităţi 484
15.2. Calculul îmbinării cu şuruburi 486

15.3. Verificarea îmbinării sudate 489
15.4. Prinderea stâlpului de blocul de fundaţie 489
Exemplu numeric 15.1. 503
Exemplu numeric 15.2. 507
15.5. Noduri ale contravântuirilor verticale 510

Capitolul 16. Prinderea riglă-stâlp 513

16.1. Generalităţi 513
16.2. Prinderi articulate 516
Exemplu numeric 16.1. 519
16.3. Prinderi rigide 520
16.3.1. Prindere riglă-stâlp cu placă de capăt şi şuruburi 520
Exemplu numeric 16.2. 526
Exemplu numeric 16.3. 529
Exemplu numeric 16.4. 531
16.3.2. Prinderea riglă-stâlp prin intermediul unor profile T 532
Exemplu numeric 16.5. 534
16.3.3. Prinderea riglă-stâlp cu două plăci orizontale şi o placă verticală 536
16.3.4. Prinderea riglă-stâlp cu două corniere la nivelul tălpilor riglei şi cu două corniere pe inimă 537
16.3.5. Prinderea rigidă riglă-stâlp prin împănare 538
Exemplu numeric 16.6. 542
16.3.6. Prinderea riglă-stâlp rigidă prin sudarea directă a riglei pe talpa stâlpului. 543
Exemplu numeric 16.7. 545
16.4. Prindere riglă-stâlp semi-rigidă 547
16.4.1. Generalităţi 547
16.4.2. Prindere riglă-stâlp semi-rigidă sudată 547
Exemplu numeric 16.8. 553
16.4.3. Prindere riglă-stâlp cu şuruburi. Prindere semi-rigidă şi prindere rigidă 554
Exemplu numeric 16.9. 570

Capitolul 17. Verificări la oboseală 577

17.1. Generalităţi 577
17.2. Restricţii 577
17.3. Condiţii când verificarea la oboseală este obligatorie 578
17.4. Definiţii 579
17.5. Spectre de tensiune 581
17.6. Metode de verificare la oboseală 582
17.6.1. Generalităţi 582
17.6.2. Verificarea la oboseală bazată pe extensia de tensiune nominală 582
17.6.3. Extensii de tensiune de forfecare 584
17.6.4. Combinaţii de tensiuni normale şi de forfecare 584
17.6.5. Verificarea la oboseală bazată pe extensii de tensiuni geometrice 585
17.7. Rezistenţa la oboseală 586
17.7.1. Generalităţi 586
17.7.2. Curbe de rezistenţă la oboseală pentru tensiuni din forfecare 588
17.7.3. Curbe de rezistenţă la oboseală pentru secţiunile deschise 589
17.7.4. Curbe modificate pentru rezistenţele la oboseală 589

Capitolul 18. Planşee, grinzi şi stâlpi în soluţie mixtă oţel-beton 601

18.1. Planşeul şi grinzile planşeului 601
18.2. Grinzile metalice ale planşeelor 602
18.3. Materiale 604
18.4. Plăci cutate executate din tablă subţire 606
18.4.1. Placa cutată solicitată la încărcări verticale 608
18.4.2. Calculul plăcii cutate solicitată la încovoiere 614
18.4.3. Verificarea rigidităţii 620
18.4.4. Calculul plăcii cutate solicitată la încovoiere şi forfecare 621
18.4.5. Calculul plăcii cutate solicitată la încovoiere şi efort axial 622
18.5. Plăci cutate solicitate la forţe care acţionează în planul plăcii 623
18.5.1. Calculul plăcii 625
Exemplu numeric 18.1. 628
18.6. Planşeul în soluţie mixtă oţel-beton 630
18.6.1. Generalităţi 630
18.6.2. Placa din beton armat a planşeului 632
18.6.3. Calculul plăcii cutate 633
18.6.4. Verificarea grinzilor planşeului în faza de execuţie 633
Exemplu numeric 18.2. 638
Exemplu numeric 18.3. 639
18.7. Calculul planşeului în soluţie mixtă oţel-beton în stadiul limită ultim 641
18.7.1. Generalităţi 641
18.7.2. Calculul plăcii mixte oţel-beton 644
18.7.3. Poansonarea 654
18.8. Grinzi mixte oţel-beton 654
18.8.1. Generalităţi 654
18.8.2. Secţiunea eficace a grinzii mixte oţel-beton 656
18.8.3. Rigiditatea la încovoiere 657
18.8.4. Valoarea momentului capabil de calcul plastic $M_{pl,Rd}$ 657
18.8.5. Verificarea în stadiul limită de serviciu 663
18.8.6. Legăturile longitudinale dintre placa de beton şi grinda din oţel 665
Exemplu numeric 18.4. 677
18.8.7. Calculul plăcii mixte: tablă profilată-beton 681
Exemplu numeric 18.5. 681
18.8.8. Grinda mixtă a planşeului (Exemplu numeric 18.6) 684
18.9. Stâlpi în soluţie mixtă oţel-beton 686
18.9.1. Generalităţi 686
18.9.2. Metode generale de calcul 687
18.9.3. Efortul capabil al secţiunii transversale la încărcări axiale 688
18.9.4. Rigiditatea elastică la încovoiere a secţiunii transversale 690
18.9.5. Lungimi de flambaj 690
18.9.6. Efortul capabil al elementelor structurale solicitate la compresiune centrică. (Exemplu numeric 18.7) 691
18.9.7. Efortul capabil al secţiunii transversale solicitată la compresiune şi încovoiere uniaxială 693
18.9.8. Compresiune şi încovoiere biaxială 695
18.9.9. Interacţiunea cu efortul de forfecare 696
18.9.10. Axele neutre şi momentele capabile plastice de calcul pentru câteva secţiuni transversale 697
Exemplu numeric 18.8. 704

Capitolul 19. Verificarea la foc a structurilor metalice 708

19.1. Generalităţi 708
19.2. Clasele de rezistenţă la foc 711
19.3. Factorii care influenţează durata de rezistenţă 712
19.3.1. Factorul de profil U/A 713
19.3.2. Materiale de protecţie 714
19.3.3. Modificări ale factorului de profil U/A 715
19.3.4. Conţinutul de apă al stratului protector 716
19.3.5. Ipotezele de încărcare 717
19.3.6. Verificarea prin calcul a rezistenţei suficiente la foc a elementelor din oţel 718
19.3.7. Dimensionarea stratului de protecţie la foc a elementelor din oţel 723
19.4. Creşterea temperaturii δ în profilul metalic în intervalul de timp Δt 724
Exemplu numeric 19.1. 727
Exemplu numeric 19.2. 727
19.5. Verificarea capacităţii de rezistenţă a planşeelor în soluţie mixtă oţel-beton, la acţiunea focului 730
19.5.1. Generalităţi 730
19.5.2. Calculul armăturilor suplimentare ale plăcii mixte oţel-beton 730
19.6. Soluţii constructive 733
19.7. Protecţia la foc a elementelor structurii metalice prin sisteme de vopsele şi lacuri ignifuge şi intumescente 738

Bibliografie 739

Summary 745

CAPITOLUL 1

GENERALITĂȚI

1.1. INTRODUCERE

Dezvoltarea rapidă a orașelor, fenomen apărut la începutul secolului XX și care se desfășoară astăzi într-un ritm accelerat, este justificată prin următoarele cauze:

- creșterea exponențială a populației,
- tendința de urbanizare a populației, fenomen care se constată în toate țările, dar mai ales în țările în curs de dezvoltare. În țara noastră, în anul 1968, 39% din populație trăia în orașe, iar în anul 1992 populația urbană a reprezentat 55% din totalul populației.
- creșterea cerințelor privind îmbunătățirea condițiilor de confort în locuințe și la locurile de muncă.

Coordonând aceste tendințe de dezvoltare a orașelor cu imperioasa cerință de lărgire a fondului funciar, se ajunge la singura soluție corectă, apariția în perimetrul actual al orașelor, a clădirilor cu multe etaje, în special pentru instituții cu caracter administrativ, comercial, bancar, societăți de asigurare, hoteluri și chiar pentru locuințe.

În condițiile țărilor puternic dezvoltate economic, apariția clădirilor cu multe nivele este motivată și printr-o excesivă concentrare a capitalurilor în industrie, transporturi, cu mii de angajați și având sediile în centrele comerciale importante.

Aceste dezvoltări urbane implică investiții deosebit de mari justificate nu numai de costul mare al clădirilor propriu-zise, dar și de costul foarte ridicat al infrastructurii în sectorul alimentării cu apă și canalizării, sectorul termic și electric, al transportului urban precum și prețul din ce în ce mai mare al terenului de construcție.

Structura de rezistență a clădirilor cu multe etaje, poate să fie executată din beton-armat sau din oțel. O soluție recent folosită în special la realizarea planșeelor în clădirile cu multe etaje este soluția mixtă oțel-beton.

În unele țări folosirea structurii de rezistență din oțel este preponderentă. În afară de SUA unde majoritatea clădirilor cu multe etaje au schelet metalic și în Anglia, astăzi 60% din numărul clădirilor cu multe etaje au structura de rezistență executată din oțel [1.1].

Folosirea oțelului la executarea structurii de rezistență are următoarele justificări:

a) Din costul total al unei clădiri cu multe etaje structurii de rezistență îi revine 8–13% încât, chiar dacă structura din beton-armat costă cu 1–2% mai puțin, avantajele pe care structura metalică le are față de cea din beton, precumpănesc în comparația tehnico-economică dintre cele două soluții de alcătuire constructivă.

b) Prin introducerea unor tehnologii de execuție în atelier parțial automatizate cu conducere computerizată și aplicarea pe șantier a unor soluții de montaj cu mare randament, pe lângă reducerea manoperii pe tona de produs și îmbunătățirea calității, se obține o reducere a termenului de dare în funcțiune a investiției. Această reducere a duratei execuției, are ca efect economic important reducerea dobânzii capitalului imobilizat în investiție până la darea ei în exploatare.

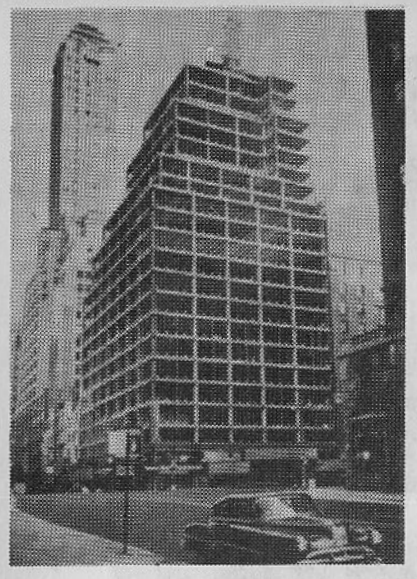
c) Prin toleranțele foarte strânse cu care se execută confecția metalică, montarea celorlalte elemente componente ale clădirii: instalații și mai ales elementele de închidere ale fațadelor, pot fi prefabricate cu dimensiuni mari și montate cu ușurință pe scheletul metalic fiind eliminate multe din operațiile costisitoare de corectare la fața locului a nepotrivirilor. În figura 1.1. este prezentată evoluția în ore a montajului elementelor de fațadă la un bloc cu 20 nivele executat la New York [1.2].

d) Construcțiile cu structura de rezistență din oțel au o siguranță mare la încărcări dinamice, seismice, fiind capabile să înmagazineze o mare cantitate de energie datorită calităților de ductilitate ale oțelului și a îmbinărilor dintre elementele componente ale structurii.

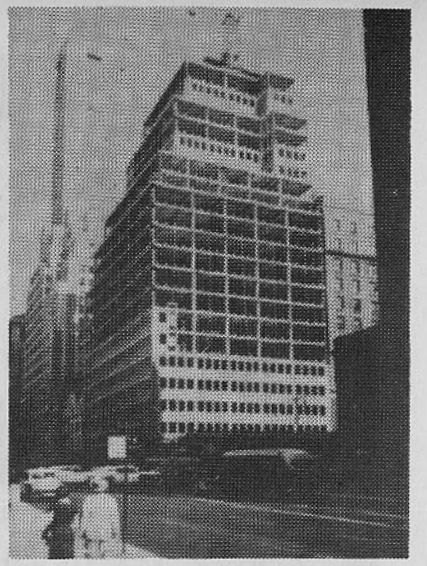
e) Structura de rezistență din oțel, datorită rezistențelor de calcul mult superioare față de cele admise la cea din beton-armat, are elementele componente, stâlpii și riglele cu dimensiuni și secțiuni mult mai reduse, ceea ce conduce evident la o greutate a lor mult mai mică comparativ cu a celor din beton-armat.

   Reducerea greutății structurii din oțel implică următoarele avantaje tehnico-economice:
   - cheltuieli de transport mai reduse;
   - cheltuieli de manipulare a materialelor pe șantier mult mai mici;
   - o extensie a șantierului mai redusă și cheltuieli de organizare de șantier mai mici;
   - reducerea greutății structurii conduce la micșorarea eforturilor din acțiunea seismică și la reducerea încărcărilor pe fundații.

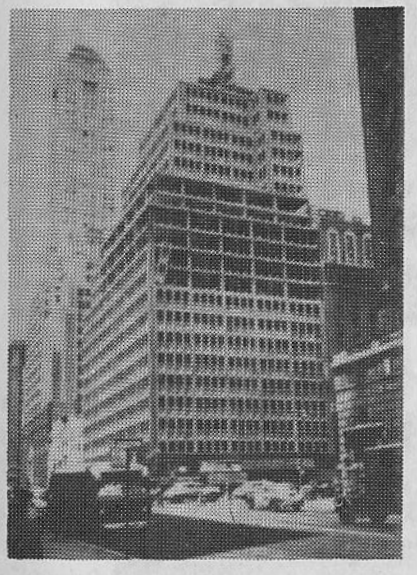
f) Suprafețele utile la aceeași suprafață construită și înălțimile utile, la același volum construit sunt mai mari în cazul clădirilor cu structuri din oțel față de cele din beton-armat, deoarece dimensiunile elementelor din oțel comparativ sunt mai reduse. Aceste diferențe sunt cu atât mai mari cu cât, înălțimea clădirii este mai mare.



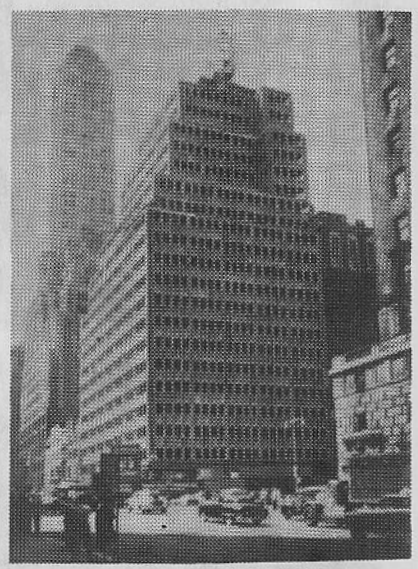
Ora 6^{00}



Ora 10^{00}



Ora 18^{00}



Ora 14^{00}

Fig. 1.1. Evoluția în ore a montajului la o clădire înaltă

Pe baza unui studiu comparativ între cele două variante: structură din oțel și structură din beton-armat pentru clădirea „World Trade Center" din Bruxelles [1.3] s-au obținut următoarele rezultate:

- suprafața utilă la nivelul fiecărui etaj a fost cu 2% mai mare la structura metalică, datorită dimensiunilor mai reduse ale stâlpilor în special la etajele inferioare;

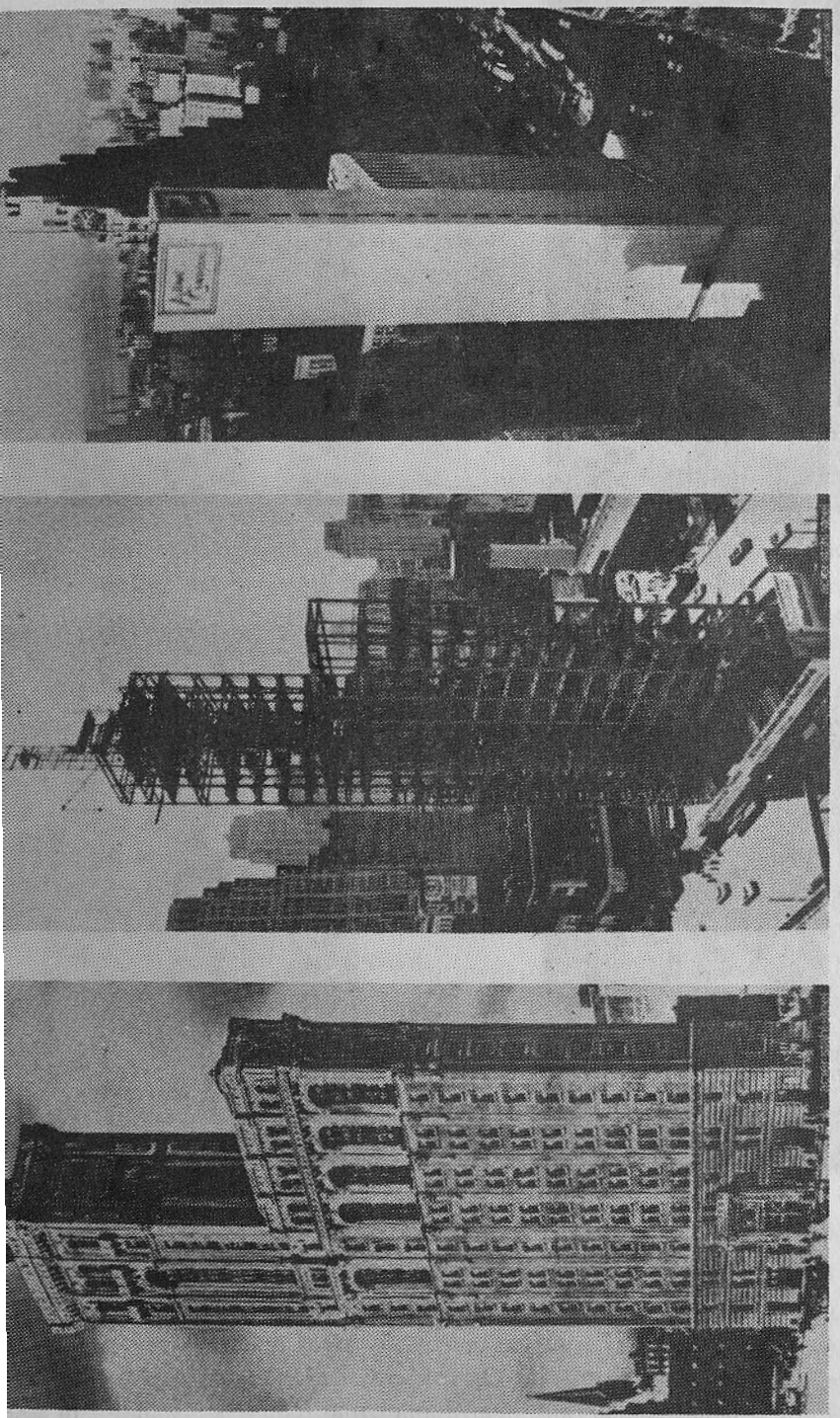


Fig. 1.2. Transformarea fațadelor la o clădire veche

– la aceeași înălțime a clădirii structura din oțel a fost executată cu 26 etaje față de 25 etaje la soluția din beton-armat datorită înălțimilor mai mici ale riglelor și implicit ale planșeelor. Deci, o creștere a suprafeței utile de 4% prin etajul în plus.

g) Clădirea cu structura de rezistență din oțel, prin realizarea unor distanțe mai mari între stâlpi oferă o mai mare flexibilitate în împărțirea și eventual în modificarea interiorului clădirii. Această calitate este importantă pentru clădirile de locuințe, dar mai ales pentru cele cu caracter administrativ, comercial sau industrial. Transformările în viața unei clădiri privind eventualele dezvoltări, supraetajări, consolidări sunt mai simple în cazul celor cu structuri de rezistență din oțel. Un exemplu concret [1.3] este prezentat în figura 1.2. Clădirea construită la New York de New York Times în 1904 (fig. 1.2 a) a fost preluată în 1964 de întreprinderea „Allied Chemical Corporation". Structura din oțel după 60 de ani dovedindu-se impecabilă (fig. 1.2 b), au fost înlăturate fațadele greoaie și înlocuite cu fațade noi, moderne.

h) Construcțiile pe care le edificăm astăzi nu sunt eterne. Mai mult după o anumită perioadă de exploatare, în SUA această perioadă se consideră de 30–50 ani, clădirile în special cele care deservesc activități comerciale sau industriale, trebuiesc demolate și înlocuite cu altele noi. În cazul construcțiilor metalice termenul „demolate" valabil pentru cele cu structură din beton-armat, trebuie înlocuit cu „demontate". Spre deosebire de cele din beton-armat a căror demolare pe lângă inconveniente ecologice reclamă cheltuieli ridicate, se estimează la cca 10% din valoarea investiției, clădirile cu schelet metalic nu numai că nu implică cheltuieli la demontarea scheletului, dar recuperarea în întregime a oțelului din structură compensează, sau, chiar întrece volumul cheltuielilor ivite la demontarea acestor clădiri.

O oarecare reținere privind folosirea oțelului la realizarea structurilor de rezistență a clădirilor cu multe nivele se referă la slaba comportare a oțelului la temperaturi ridicate, temperaturi care în cazul unui incendiu în spații mici, închise, se poate produce. Acest pericol, desigur, nu trebuie neglijat și este necesar ca prin măsuri constructive și dacă este necesar și printr-o protecție corespunzătoare a structurii de rezistență a clădirii, acest pericol să fie înlăturat. Calculul la foc și soluțiile de înlăturare a efectului unui incendiu sunt tratate în capitolul 19.

În figura 1.3, pe baza unui studiu privind 69 incendii ivite la patru tipuri de clădiri executate din beton-armat, oțel, lemn și oțel-beton sunt prezentate pierderile în FF/m^2 la instalații și structura de rezistență [1.4].

Acest pericol de accidente grave de pierderi de vieți omenești și de pierderi de materiale importante, în cazul unui incendiu exista la fel și în cazul clădirilor cu structuri din beton-armat. În ceea ce privește siguranța persoanelor s-a constatat, că 98% din victime sunt accidentate în primele minute de la izbucnirea

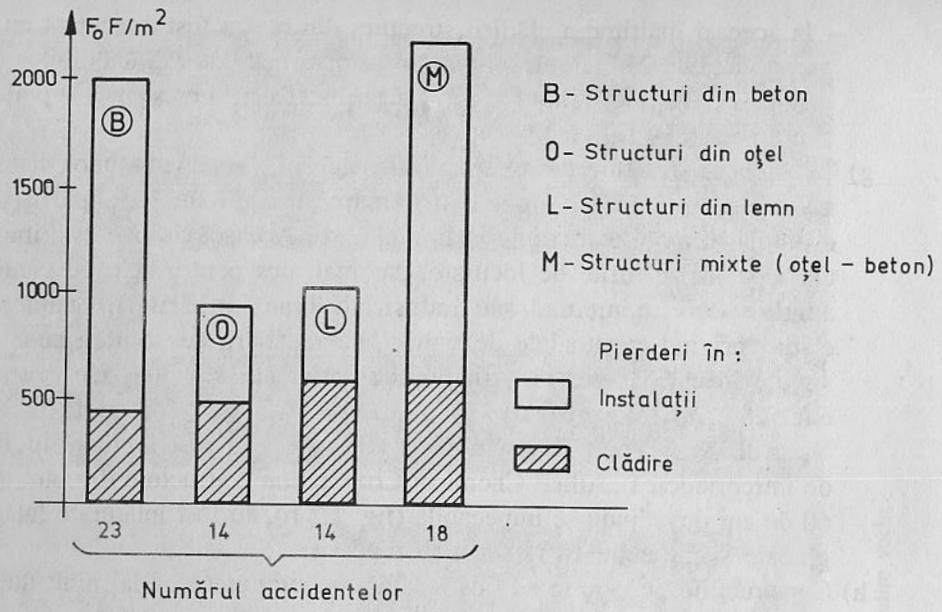


Fig. 1.3. Studiu privind apariţia incendiilor

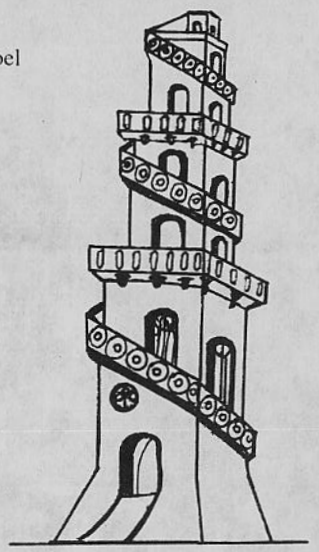
incendiului prin asfixiere cu gaze şi fum, deci indiferent de materialul folosit la executarea clădirii trebuiesc luate măsuri constructive de izolare a focarelor de incendiu şi de aerisire a căilor de evacuare.

1.2. SCURT ISTORIC AL CLĂDIRILOR CU MULTE ETAJE

Biblia în Genesa cap. 11 pomeneşte de hotărârea fiilor lui Noe, ajunşi în ţara Sinean, de a zidi o cetate şi un turn al cărui vârf să atingă cerul, turn denumit Babel (fig. 1.4). Această relatare din biblie, subliniază dorinţa omului de a clădi în înălţime, de a-şi dovedi măiestria şi inteligenţa fie că este vorba de a-şi dovedi ataşamentul religios construind catedrale, temple, geamii, fie că este vorba de a-şi arăta puterea construind fortăreţe şi castele medievale. Aceste realizări monumentale menţinute şi protejate cu multă grijă, reprezintă monumente de cultură şi istorie ale întregii omeniri. Deşi, omul timpurilor trecute nu dispunea de mijloace materiale şi unelte perfecţionate, aceste remarcabile realizări dovedesc inteligenţa tehnică, grija omului pentru frumos luat la întrecere cu natura.

Procesul de industrializare început în secolul trecut având drept consecinţe tendinţele de concentrare ale populaţiei în centre urbane şi de comasare a forţei de muncă în unităţi mai mari a condus la apariţia unor clădiri cu suprafeţe şi volume mari implicit la apariţia clădirilor cu multe etaje.

Fig. 1.4. Turnul Babel



Primele clădiri cu multe etaje sunt semnalate în Anglia, în industria textilă. Printre primele şi deosebită ca îndrăzneală tehnică este clădirea cu şapte nivele din Salford-Manchester proiectată în anul 1801 de Boulton & Watt (inventatorul maşinii cu aburi). Structura era formată din grinzi din fontă cu cca 3,0 m lungime, susţinute la treimile deschiderii prin stâlpi executaţi de asemenea din fontă. Clădirea avea 42 m lungime şi 14 m lăţime [1.5].

O îmbunătăţire constructivă s-a produs în 1845 prin William Fairbairn, care la clădirea unei rafinării în locul stâlpilor din fontă a introdus profile I din fier – pudlat. În acelaşi an au apărut şi profilele Zorés, folosite la executarea planşeelor înlocuind grinzile din lemn.

O realizare deosebită, apărută, de asemenea în Europa, este clădirea peste râul Marna în localitatea Noisel-sur-Marne, proiectată în anul 1871 de Jules Saulnier, pentru o fabrică de ciocolată [1.6]. Clădirea cu patru nivele este de fapt un pod peste râul Marna, elementele de rezistenţă ale structurii fiind grinzile cu zăbrele, care formează pereţii laterali ai clădirii (fig. 1.5). Această idee a fost mai târziu reluată şi aplicată la unele clădiri cu foarte multe nivele în S.U.A.

Patria clădirilor cu multe şi cu foarte multe etaje este, însă, Statele Unite ale Americii. Aici colonişti întreprinzători, eliberaţi de tarele tradiţiei, au căutat să-şi manifeste prosperitatea economică prin edificarea unor construcţii care să depăşească prin înălţime şi numărul etajelor pe cele din jur.

În anul 1871 un incendiu catastrofal a distrus în întregime centrul oraşului Chicago. La reconstruirea oraşului, care în acel timp concentra industria cărnii şi a cerealelor au fost folosite clădiri cu multe nivele. Această soluţie de alcătuire a fost impulsionată şi de inventarea ascensorului de Elisha Graves Otis, instalat într-un magazin de pe Brodway în anul 1857.

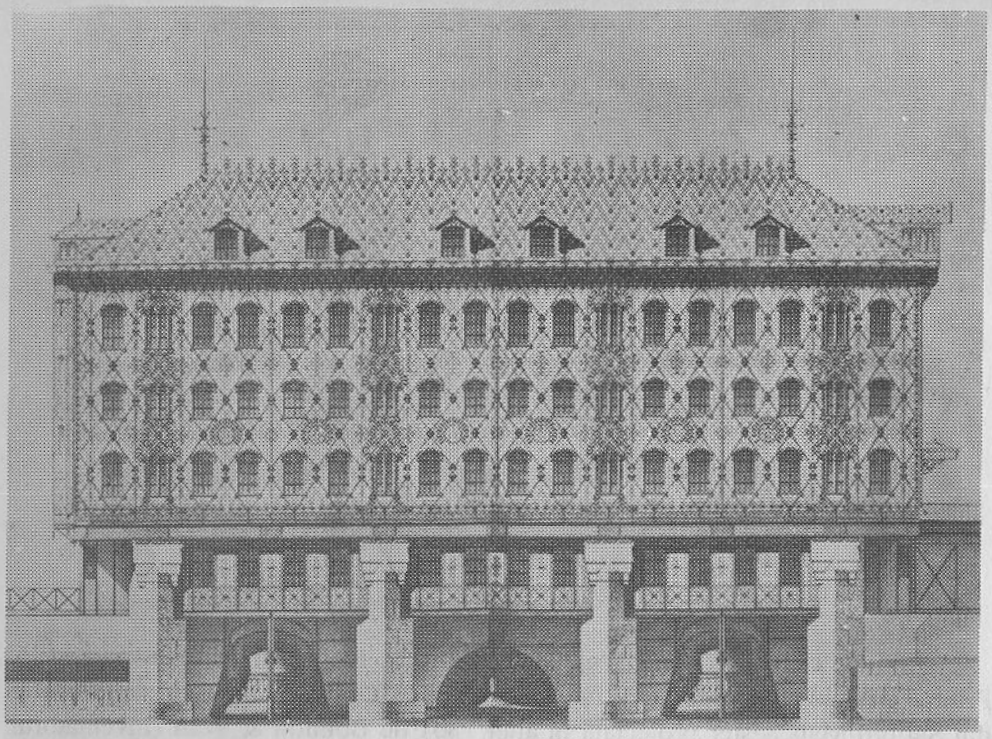


Fig. 1.5. Clădire peste Marna

În Chicago la începutul perioadei de reconstrucție clădirile cu multe etaje au avut structura formată din ziduri exterioare din cărămidă, planșee cu grinzi din lemn sau fontă, rezemate în interior pe stâlpi din fontă. Remarcabile sunt clădirile din această perioadă proiectate de William le Baron Jenney, fondatorul școlii Chicago și anume în 1879 „Leiter Building" (fig. 1.6 *a*) și în 1883 „Home Insurance Building" (fig. 1.6 *b*), clădire cu 11 etaje, la care în pereții exteriori din cărămidă au fost introduși și stâlpi din fontă, care împreună cu grinzile din fontă și stâlpii interiori formează un schelet metalic [1.5].

Tot în această perioadă a fost edificată în Chicago clădirea Monadnock (fig. 1.7) proiectată de Burnham & Root. Clădirea are 16 etaje, structura fiind în întregime din zidărie și a rămas până în zilele noastre cea mai înaltă clădire din zidărie, cu valoarea unui monument de arhitectură. Grosimea zidurilor la parter este de 4,5 m, respectând prevederile codului american din acea vreme ca la clădirile cu 12 nivele grosimea zidurilor exterioare să reprezinte 0,3 m^3 pentru fiecare m^2 de suprafață a planșeelor [1.7].

Prima clădire cu structura metalică a fost blocul Rand Mc Nally cu 36 m înălțime și 9 etaje terminat în 1889. Recordul de înălțime este mai departe stabilit în 1891 cu blocul „Capital" cu o înălțime de 85,5 și 20 etaje, și la care efectul

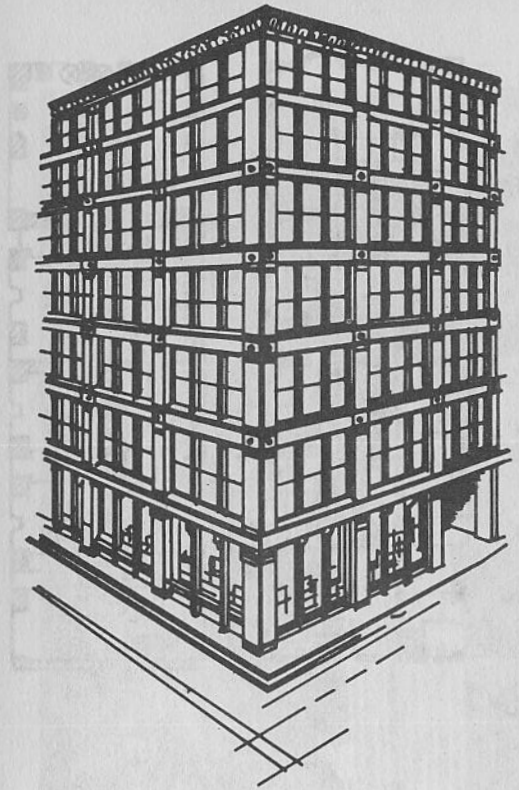


Fig. 1.6 *a* Leiter Building

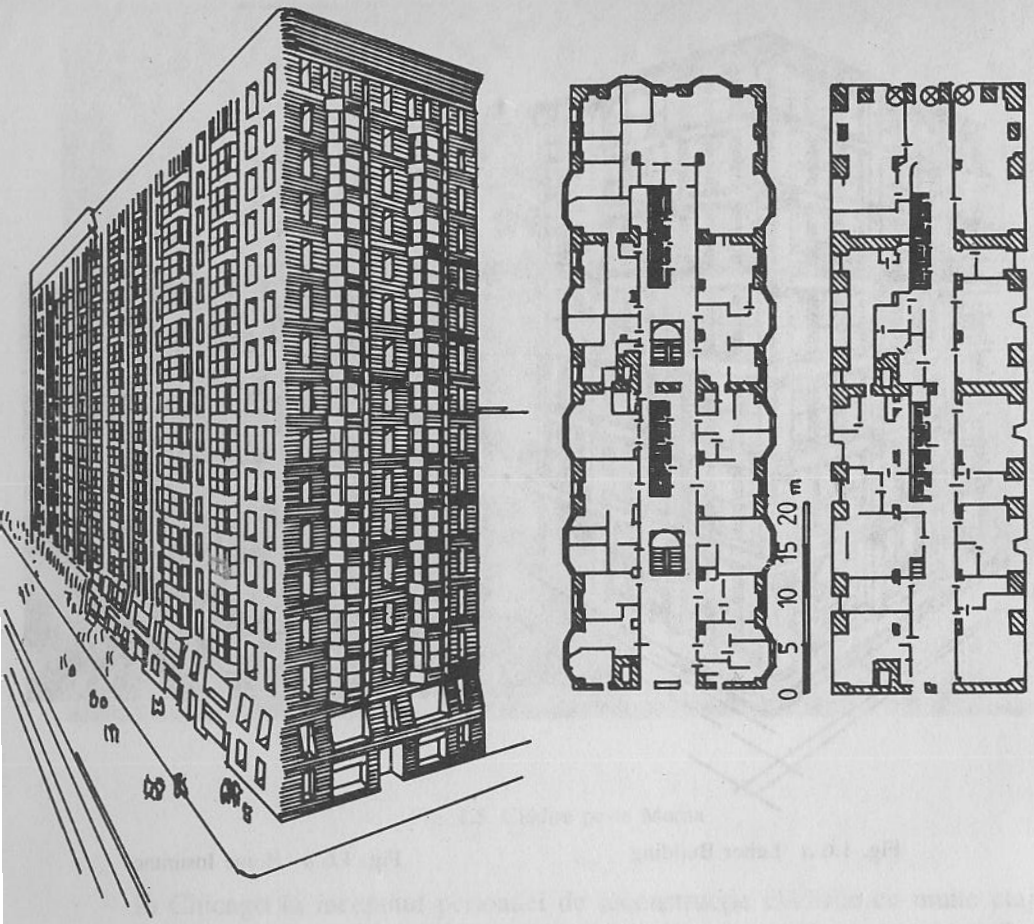
Fig. 1.6 *b* Home Insurance

forțelor orizontale din vânt este preluat de contravântuiri verticale executate din bare din oțel rotund.

După 1890 prin producerea unor cantități mari de laminate din oțel de fuziune (Thomas sau Siemens – Martin), a apărut pe piață materialul ideal ceea ce a permis să poată fi executate clădiri cu schelet din oțel cu înălțimi din ce în ce mai mari și cu consumuri relativ reduse de material.

După exemplul Chicago și la New York, în centrul comercial Manhattan, condițiile limitate de teren și ambiții de supremație în înălțimea clădirilor dintre cele două orașe, au condus la edificarea unor construcții cu înălțimi din ce în ce mai mari. Această concurență a continuat până în zilele noastre, recordul de înălțime aparținând pe rând celor două mari orașe americane.

În anul 1899 este terminată „Park Row Building" prima clădire cu o înălțime peste 100 m, formată din două turnuri jumelate cu 118 m înălțime și 29 etaje. Urmează în 1913 turnul Woolworth proiectat de Cass Gilbert și ing. Gunwald Aus, cu 244 m înălțime și 60 nivele și în 1931 cunoscuta clădire „Empire State Building", proiectată de Al Smith cu 381 m înălțime și 102 etaje clădire, care 30 de ani a menținut recordul de înălțime pentru New York (fig. 1.8).



a

Fig. 1.7. Clădirea Monadnock

În anul 1963 sunt date în exploatare cele două turnuri „World Trade Center" cu 411 m înălțime și 110 etaje (fig. 1.9), proiectate de M. Yamaski, E. Roth & Sons. Structura de formă tubulară este alcătuită din stâlpi foarte apropiați (1,02 m) puternic legați prin grinzi foarte rigide la fiecare nivel.

În anul 1972 din nou la Chicago este terminată clădirea consorțiului comercial Sears (fig. 1.10) cu 442 m înălțime și 120 nivele. Cu înălțimea antenei de 40 m, această clădire cu 482 înălțime este construcția cea mai înaltă la ora actuală.

În diagrama din figura 1.11 sunt arătate schematic cele cinci clădiri cele mai înalte toate în Statele Unite ale Americii, iar în tabelul 1.1. sunt prezentate cele zece clădiri cele mai înalte, astăzi deja în exploatare, cele zece clădiri în curs de execuție și cele zece clădiri mai înalte în proiectare [1.8], situația la sfârșitul anului 1986.

Fig. 1.8. Empire State Building

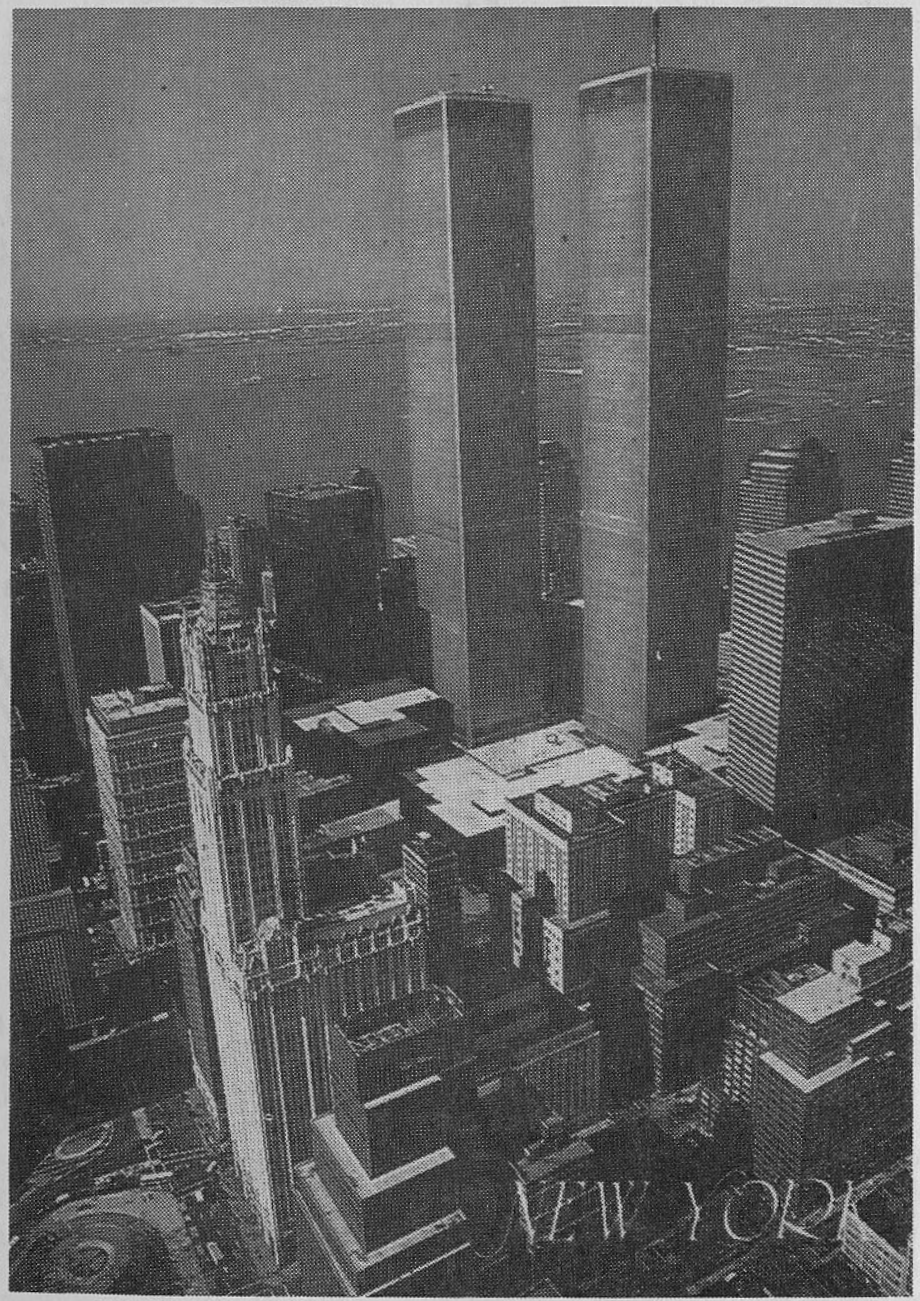
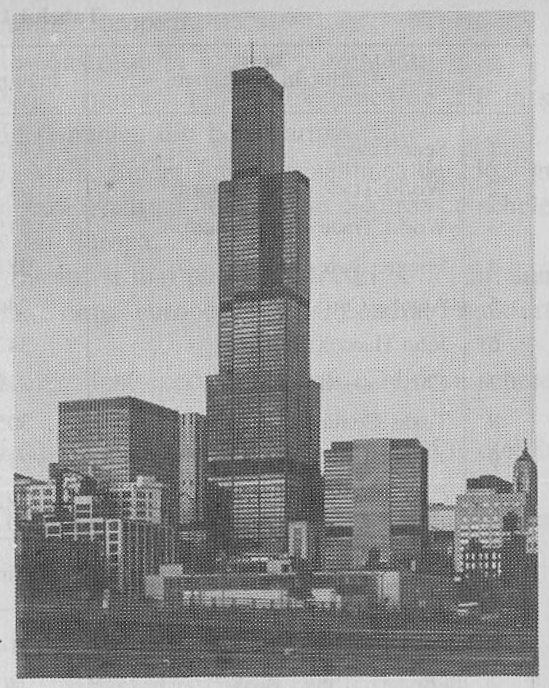


Fig. 1.9. World Trade Center

Fig. 1.10. Sears Building



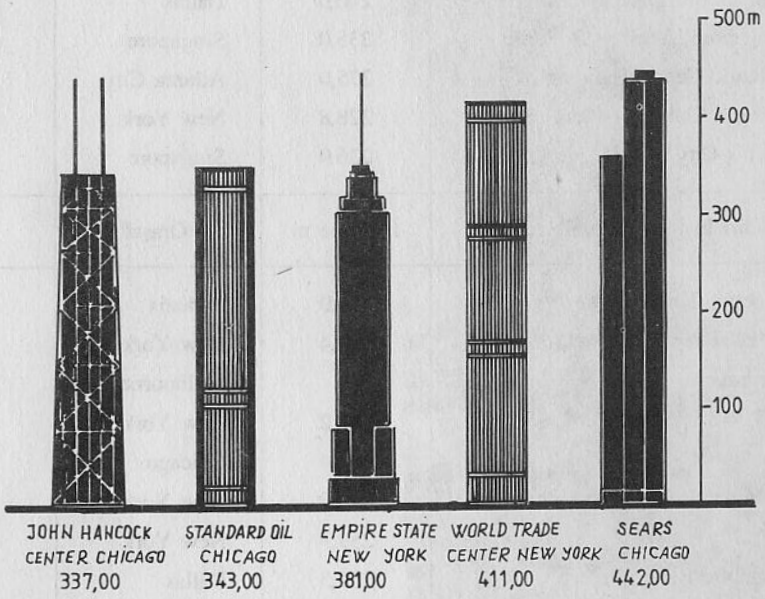


Fig. 1.11. Cele cinci clădiri mai înalte

Tabelul 1.1.

	Clădiri în exploatare	Înălțime m	Orașul	Anul
1	Sear Tower	443,5	Chicago	1974
2	World Trade Center (Nord)	417,2	New York	1972
3	World Trade Center (Sud)	415,4	New York	1973
4	Empire State Building	381,3	New York	1931
5	Amoco Corp. Building	346,5	Chicago	1973
6	John Hancok Building	343,7	Chicago	1968
7	Chrysler – Building	319,0	New York	1930
8	Texas Commerce Building	305,6	Houston	1981
9	Allied Bank Plaza	295,8	Houston	1983
10	Columbia Seafirst Center	291,3	Seattle	1985
	Clădiri în construcție	Înălțime m	Orașul	Anul
1	Bank of China	314,5	Hong Kong	1988
2	Overseas Union Bank	280,3	Singapore	1986
3	Liberty Place Building	256,2	Philadelphia	1987
4	City Spire Building	244,0	New York	1988
5	Rialto Center Building	242,2	Melbourne	1986
6	Momentum Place Building	240,0	Dallas	1987
7	Singapore Treasury Building	235,0	Singapore	1986
8	Atlantic Center Building	235,0	Atlanta City	1987
9	Morgan Guaranty Bank	228,8	New York	1988
10	Raffes City Hotel	226,0	Singapore	1986
	Clădiri în fază de proiectare	Înălțime m	Orașul	
1	Phoenix Tower	516,0	Phoenix	
2	Television City Tower	509,4	New York	
3	Melbourne	329	Melbourne	
4	383 Madison Avenue	317,2	New York	
5	Prudential – Tower	311,4	Chicago	
6	Columbus Circle Building	274,5	New York	
7	TV City Towers	259,3	New York	
8	Republic Banc Center	233,3	Dallas	
9	Library Square Building	70 etaje	Los Angeles	
10	Indonesian World Trade Center	68 etaje	Djakarta	

În acest tabel nu intră nici un oraș european.

Dintre clădirile cele mai înalte construite în Europa prezentăm:

– Turnul Montparnasse din Paris, (figura 1.12), cu înălțimea de 210 m și 50 etaje, executat cu schelet metalic și nucleu din beton-armat,

– Messe Turm din Frankfurt pe Main, (figura 1.13) cu înălțimea de 256,5 m. În Frankfurt la ora actuală se află în fază avansată de execuție clădirea cu schelet metalic cu înălțimea cea mai mare din Europa, 291,0 m.

Clădiri cu 30–40 etaje pentru birouri și mai puțin ca blocuri de locuit, sunt executate în ultimii 10–15 ani în multe orașe europene, Paris, Londra, Frankfurt, Milano, Moskova etc.

La noi în țară, înainte de război, au fost executate câteva clădiri cu schelet din oțel, dintre acestea citățm:

– Palatul Telefoanelor, figura 1–14, cu 12 etaje, cu schelet din oțel în variantă nituită, clădire executată în perioada 1935–37.

– Blocul Adriatica, figura 1.15, cu structura metalică în varianta prinderi cu șuruburi.

Fig. 1.12. Turnul Montparnasse

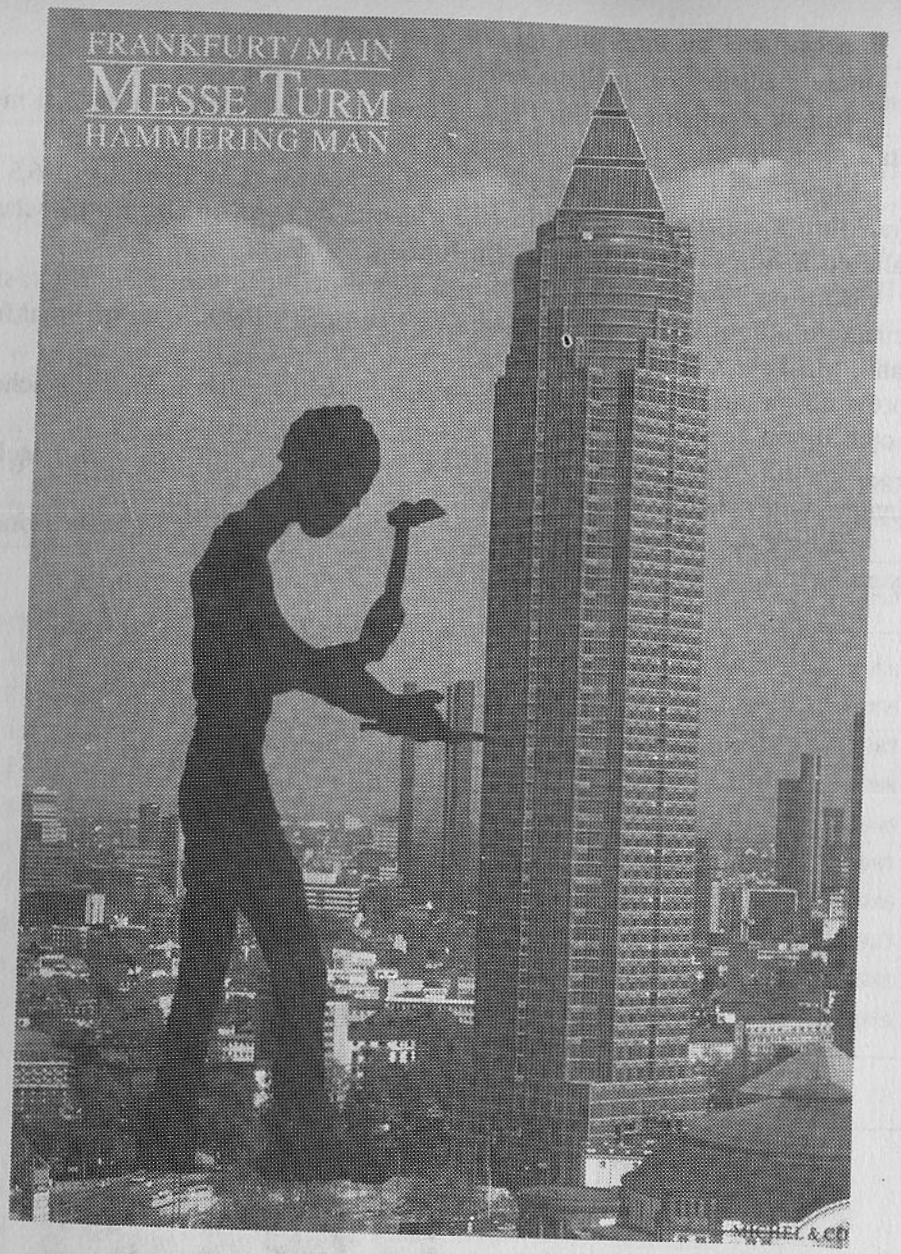


Fig. 1.13. Messe Turm-Frankfurt

– Palatul Administrativ C.F.R., figura 1.16, are structura din oțel sudată, nclusiv prinderile de șantier, clădirea a fost executată în perioadă 1937–1940. Este printre puținele clădiri metalice complet sudate.

După 1945, restricțiile impuse folosirii oțelului în construcții nu a făcut posibilă apariția și în țara noastră a clădirilor cu multe etaje cu schelet din oțel,

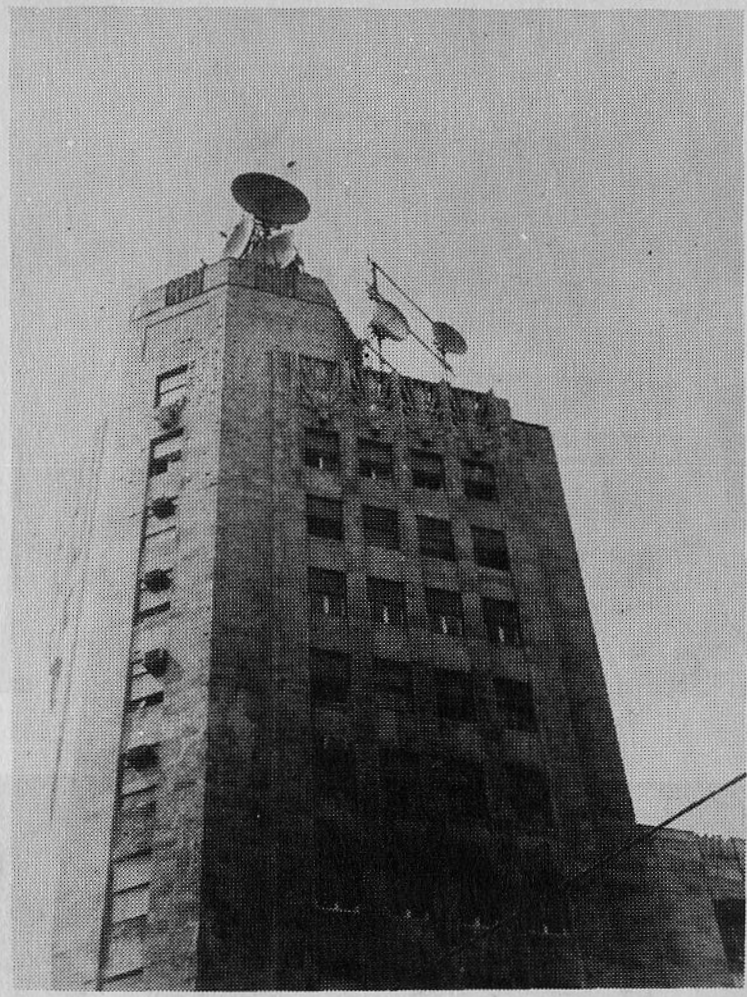


Fig. 1.14. Palatul Telefoanelor

așa cum acest sector s-a dezvoltat și în țările est europene, Polonia, Cehoslovacia, URSS, RDG.

O dată cu dezvoltarea economică a țării și apariția liberei concurențe pe piață, acoperirea unor necesități urgente de spații pentru desfășurarea unor activități economice, administrative, financiare, hotel, etc., vor conduce cu siguranță la apariția în perimetrul orașelor noastre a clădirilor cu multe etaje cu schelet din oțel.

În Timișoara sunt în execuție două clădiri înalte cu schelet metalic. În figura 1.17 este prezentat ansamblul structural al clădirilor din centrul financiar-bancar, format din trei clădiri dintre care cea centrală are 12 etaje. Suprafața totală construită 29267 mp metal în grinzi și stâlpi 2359 t, armătură elastică 183 t, beton 962 mc.

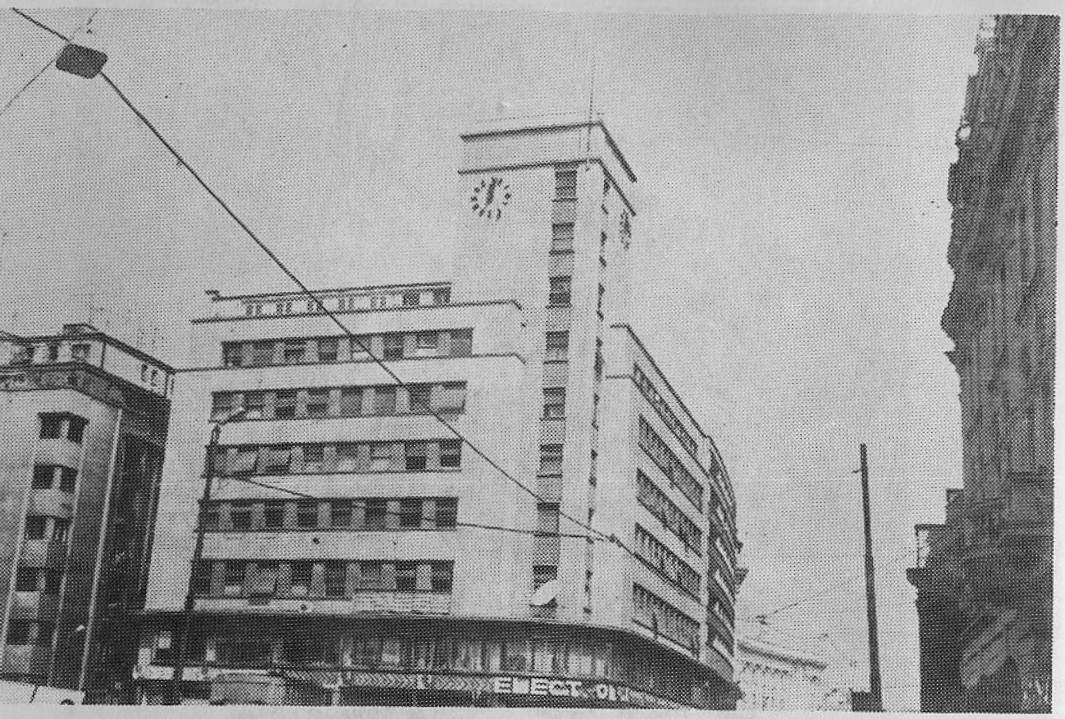


Fig. 1.15. Blocul Adriatica

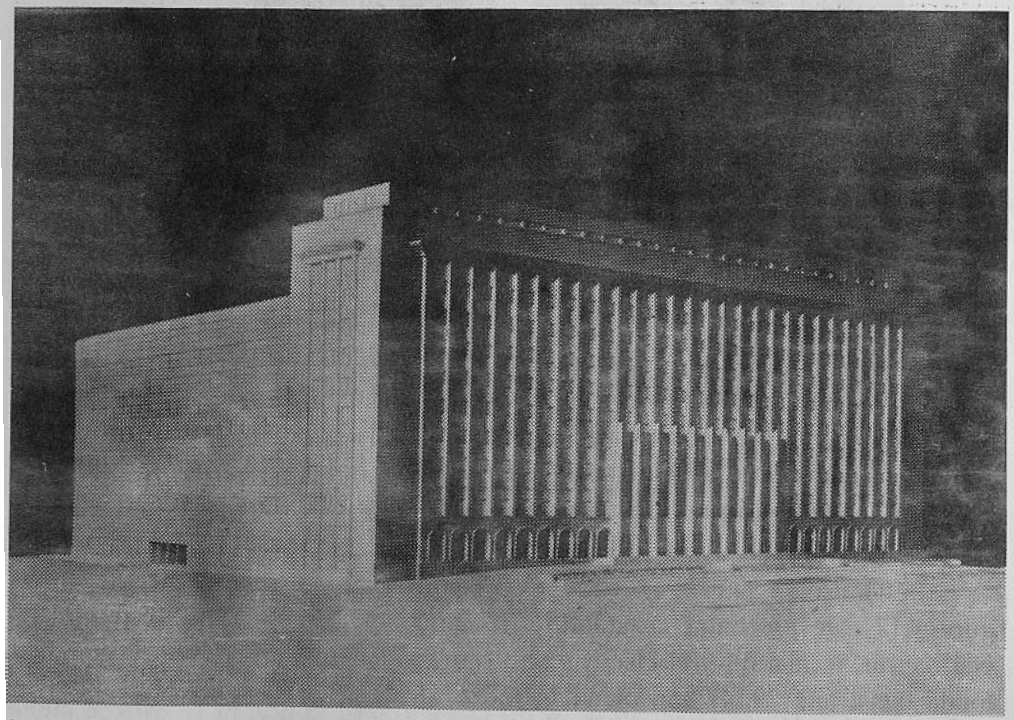


Fig. 1.16. Palatul Administrativ C.F.R.

Fig. 1.17. Centrul financiar bancar – Timişoara

1.3. NOTAȚII FOLOSITE

1.3.1. COORDONATE, DEPLASĂRI, EFORTURI, TENSIUNI

x – axa longitudinală a barei
y,z – axele transversale ale secțiunii, de regulă I_y, I_z
u, v, w – deplasări în sensul axelor x, y, z.
N – efort axial
M_y, M_z – moment de încovoiere
M_x, (M_r) – moment de răsucire
M_ω – moment sectorial
V_y, V_z – forțe tăietoare
σ – tensiune normală
τ – tensiune tangențială
$\Delta\sigma$ – ecart de tensiune

1.3.2. MĂRIMI FIZICE ȘI DE REZISTENȚĂ

E – modul de elasticitate
G – modul de forfecare, (elasticitate transversală)
α_t – coeficient de dilatare termică
f_y – limita de curgere
f_u – rezistența de rupere la întindere
R – rezistența de calcul
ν – coeficientul Poisson

1.3.3. MĂRIMI CARACTERISTICE ALE SECȚIUNII TRANSVERSALE

A – aria secțiunii transversale
A_i – aria secțiunii inimii
t_i, (t_w) – grosimea inimii
b_f – lățimea tălpii
t_f – grosimea tălpii
S – moment static
I – moment de inerție

W – modul de rezistență
I_r – moment de inerție la răsucire
N_{pl} – forța axială plastică
M_{pl} – moment de încovoiere plastică
W_{pl} – modul de rezistență plastică
V_{pl} – forța tăietoare plastică
$\alpha = \frac{W_{pl}}{W}$ – coeficient de formă

1.3.4. MĂRIMI CARE SE REFERĂ LA BARĂ

l – lungime
l_f – lungime de flambaj
$\lambda = \frac{l_f}{i}$ – coeficient de zvelțețe
$\lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 92{,}9$ – coeficient de zvelțețe de referință
$\overline{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_0}$ – coeficient de zvelțețe raportat
χ – coeficient de reducere la flambaj
$N_{cr} = \frac{\pi^2 E \cdot I}{l_f^2}$ – forța axială critică, (forța Euler)
$\varepsilon = l \sqrt{\frac{N}{E \cdot I}}$ – valoarea proprie a barei
M_{cr} – valoarea momentului critic de instabilitate prin deversare laterală
$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}}$ – coeficient de zvelțețe transformat la încovoiere cu deversare laterală
χ_{LT} – coeficient de reducere în cazul instabilității prin deversare laterală

1.3.5. MĂRIMI CARE SE REFERA LA ACȚIUNI, CAPACITĂȚI DE REZISTENȚĂ, COEFICIENȚI PARȚIALI DE SIGURANȚĂ

F – acțiune în general
G – încărcare permanentă
Q – încărcare utilă
F_A – încărcare excepțională
γ_F – coeficient parțial de siguranță al acțiunilor
γ_G – coeficient de siguranță al încărcării permanente
γ_Q – coeficient de siguranță al încărcării utile
Ψ_O – coeficient de combinație
γ_M – coeficient de siguranță al materialului
k – folosit ca indice, definește valoarea normată a unei mărimi, (încărcare, efort, tensiune)
d – folosit ca indice, definește valoarea de calcul a unei mărimi, (încărcare, efort, tensiune)
S_d – valoarea de calcul a unei solicitări
R_d – valoarea de calcul a capacității de rezistență corespunzătoare solicitării
E_{des} – efectul acțiunilor destabilizatoare
E_{stab} – efectul acțiunilor stabilizatoare

CAPITOLUL 2

BAZELE CALCULULUI ȘI DIMENSIONAREA ELEMENTELOR STRUCTURII DIN OȚEL

2.1. GENERALITĂȚI

Proiectarea construcțiilor este guvernată de norme oficiale. În lucrare sunt luate în considerare standardele românești referitoare la calculul și dimensionarea elementelor din oțel [2.1], precum și normele internaționale EUROCODE aprobate de CEN (Comité Européen de Normalisation) [2.2], aceasta în ideea că în scurt timp și normele noastre vor fi aliniate la normele comunității europene.

Prin normele de calcul și de dimensionare se urmărește:

- să se asigure structurii rezistența, la nivel de siguranță corespunzător, în funcție de importanța economică și socială a construcției,
- cu o probabilitate acceptabilă și cu un cost minim, construcția să rămână apță de a fi utilizată în scopul și pe durata de viață pentru care a fost concepută,
- să reziste la toate acțiunile și influențele susceptibile de a se exercita pe durata execuției și exploatării construcției,
- să fie astfel concepută încât o defecțiune posibilă cauzată de o explozie, un șoc sau o greșeală umană să rămână într-un raport acceptabil față de cauza care a produs-o.

Defecțiunile pot fi limitate sau evitate prin alegerea unui tip de structură mai puțin sensibilă la pericolele potențiale, alegerea unei structuri care să reziste și în cazul eliminării accidentale a unui element component.

Prin norme sunt precizate metode mai mult sau mai puțin complexe de calcul și dimensionarea structurilor, metode care caută să țină seama de abaterile posibile ale cazului real față de cel ideal, de incertitudinile, care pot să intervină prin abaterile unor date din proiect privind încărcările, calitatea materialului, exactitatea calculului și toleranțele de execuție. Problema exactității calculelor, prin folosirea tot mai frecventă a calculului automatizat capătă o importanță deosebită, deoarece punerea problemei este mult mai abstractizată, iar controlul mai ales al ordinului de mărime al rezultatelor mult mai dificil. Foarte important este modul cum a fost modelată fizic și matematic structura, ori cât de exact și complet este programul de calcul folosit. Rezultatele sunt incorecte dacă structura a fost

modelată greşit, dacă secţiunile şi rigidităţile elementelor care compun structura sunt introduse cu valori care diferă mult faţă de cele finale. Mai mult decât în trecut astăzi sunt necesare metode de calcul aproximative şi formule, care să permită stabilirea ordinului de mărime a solicitărilor, care condiţionează dimensionarea, care să permită o predimensionare a elementelor principale ale structurii furnizând astfel date de intrare în programul de calcul mai apropiate de cele finale.

Atât încărcările care acţionează asupra construcţiei cât şi răspunsul structurii caracterizat prin capacitatea de rezistenţă sunt mărimi aleatoare independente. Ele sunt reprezentate în calcule prin valori normate, stabilite de norme şi prin valori de calcul.

2.2. METODA DE CALCUL LA STĂRILE LIMITĂ

Calculul şi dimensionarea structurilor de rezistenţă din oţel după STAS 10108/0-78 şi după EUROCODE 1 şi 3 se conduce cu metoda semi-probabilistă a stărilor limită.

Prin starea limită se înţelege situaţia în care o structură în totalitate sau parţial devine inaptă pentru utilizarea ei mai departe, încetează să îndeplinească condiţiile de exploatare legate de destinaţia stabilită construcţiei, implică apariţia unor pericole pentru viaţa sau sănătatea oamenilor, implică pericolul de degradare a unor bunuri materiale sau culturale depozitate în construcţia respectivă. Stările limită sunt aşadar situaţii de la care structura nu mai satisface exigenţele de performanţă pentru care a fost concepută.

Stările limită sunt grupate în două categorii:
- stările limită ultime;
- stările limită ale exploatării normale.

2.2.1. STĂRILE LIMITĂ ULTIME

Corespund capacităţii portante maxime a structurii.

În baza stării limită ultime trebuie dovedită capacitatea elementelor componente şi a structurii în ansamblul ei, de a prelua cea mai defavorabilă şi probabilă combinaţie a încărcărilor, care poate să acţioneze pe toată perioada de existenţă a construcţiei, fără ca apariţia unor defecte grave să ducă la scoaterea din lucru a structurii.

În această categorie sunt cuprinse unul dintre următoarele criterii:

a) *Starea limită ultimă de rezistenţă*

Pe baza unui calcul elastic sau plastic al structurii, trebuie dovedit, că efectul combinaţiei cea mai defavorabilă şi probabilă a încărcărilor, este mai mic

sau cel mult egal cu capacitatea de rezistenţă minimă a fiecărui element component şi al structurii în ansamblul ei. În această verificare se vor lua în considerare efectul unor imperfecţiuni geometrice şi structurale. La determinarea solicitărilor, dacă este cazul se va lucra pe structura deformată, utilizând calculul de ordinul II.

În cazul când structura de rezistenţă este calculată în stadiul plastic, verificarea capacităţii de rezistenţă ultime se face pe baza transformării structurii într-un mecanism total sau parţial.

b) *Starea limită ultimă de stabilitate:* (flambaj prin încovoiere, flambaj prin încovoiere-răsucire, flambaj prin răsucire, voalare).

Trebuie dovedit că efortul critic de instabilitate (Q), obţinut din cea mai defavorabilă şi posibilă combinaţie de încărcări este inferior sau cel mult egal cu capacitatea portantă minimă a elementului verificat, (stâlp, grindă sau placă). În determinarea efortului capabil minim se va lua în considerare şi efectul unor imperfecţiuni geometrice şi structurale.

c) *Starea limită ultimă de pierdere a poziţiei* (prin răsturnare, deplasare, ridicare de pe reazeme).

Trebuie arătat că efectul destabilizator al combinaţiei cea mai defavorabilă şi probabilă a încărcărilor este mai mic, sau cel mult egal cu efectul forţelor care asigură stabilitatea poziţiei construcţiei.

d) *Starea limită de oboseală*

Criteriul de verificare la oboseală constă în a arăta că efectul unei încărcări variabile în timp ca intensitate şi direcţie, suprapus peste efectul încărcărilor permanente este mai mic sau cel mult egal cu capacitatea minimă de rezistenţă la încărcări repetate a elementului verificat.

e) *Ruperea unor secţiuni critice*

Trebuie dovedit că solicitările în unele secţiuni critice (prinderi, îmbinări, articulaţii), din combinaţia cea mai defavorabilă şi probabilă a încărcărilor nu depăşesc capacităţile de rezistenţă minime ale acestor secţiuni critice.

f) *Apariţia unor deformaţii remanente excesive*

Deformaţiile mari care se dezvoltă în structură înainte de faza de mecanism total sau parţial reprezintă, de asemenea, o stare limită ultimă.

2.2.2. STĂRILE LIMITĂ ALE EXPLOATĂRII NORMALE

Stările limită ale exploatării normale sunt legate de criterii, care asigură în condiţii normale de încărcare o exploatare normală a construcţiei.

Fenomene care pot să ducă la întreruperea capacităţii de exploatare normală a construcţiei sunt:

a) *Deformaţii şi deplasări elastice mari*

Deformaţiile şi deplasările elastice nu influenţează în mod important capacitatea de rezistenţă a unui element sau a unei structuri. Influenţa deformaţiilor poate să fie prinsă în calcule printr-un calcul de ordinul II. Apariţia unor deformaţii peste anumite valori admise pot să fie cauze de avarie a unor elemente neportante ale construcţiei, (pereţi, ferestre, etc.) sau a unor instalaţii.

b) *Oscilaţii ale structurii de rezistenţă*

Oscilaţii ale structurii de rezistenţă din acţiunea dinamică a încărcărilor, în special din acţiunea vântului, produc sentimente neplăcute de insecuritate ocupanţilor. Mărimea acceleraţiilor limită a oscilaţiilor din încovoiere în funcţie de frecvenţa oscilaţiilor este dată în paragraful 5.1.

2.3. ACŢIUNILE CARE SE EXERCITĂ ASUPRA CONSTRUCŢIILOR

Problemele legate de valorile normate ale acţiunilor, coeficienţii acţiunilor şi grupărilor de acţiuni vor fi prezentate în paralel după normele STAS şi EUROCODE.

2.3.1. DEFINIŢII

a) O acţiune (F) este:

- o forţă (o încărcare) aplicată structurii (acţiune directă) sau,
- o deformaţie impusă, (acţiune indirectă) de exemplu efectul temperaturii sau deplasarea diferenţiată a reazemelor.

2.3.2. CLASIFICĂRI

1) după STAS 10101/0-75

Tabelul 2.1

Categoria de încărcare	Simb.	Caracterizare
Permanente	P	se aplică în mod continuu cu o intensitate practic constantă în raport cu timpul
Temporare	T	se aplică în mod intermitent sau cu o intensitate variabilă în raport cu timpul
Cvasipermanente	C	se aplică cu intensităţi ridicate pe durate lungi sau în mod frecvent
Variabile	V	Intensitatea variază sensibil în raport cu timpul, iar încărcările pot lipsi total pe intervale lungi, de timp
Excepţionale	E	Intervin foarte rar, cu intensităţi semnificative pe durata de exploatare a unei clădiri

2) după EUROCODE 1

a) în funcţie de variaţia încărcărilor în timp:

- acţiuni permanente (G) de ex.: greutatea proprie a structurii şi a echipamentelor fixe;
- acţiuni variabile (Q) de ex.: încărcările de exploatare, acţiunea vântului sau a zăpezii.
- acţiuni accidentale (A) de ex.: încărcări din seism, explozii, şocuri.

b) în funcţie de variaţia încărcărilor în spaţiu:

- acţiuni fixe, ca ex.: greutatea proprie;
- acţiuni libere, putând avea diferite dispoziţii geometrice, ca ex.: încărcările mobile din exploatare, acţiunea vântului, a zăpezii etc.

c) clasificări suplimentare sunt legate de răspunsul structurii de ex: acţiunea statică şi dinamică a vântului.

2.4. VALORILE NORMATE ŞI DE CALCUL ALE INTENSITĂŢII ÎNCĂRCĂRILOR PERMANENTE ŞI UTILE (VARIABILE)

2.4.1. În STAS 10101/1-78 este stabilit modul de evaluare a încărcărilor permanente, precum şi valorile normate ale intensităţii acestor încărcări.

În cazul când încărcările permanente au un efect favorabil asupra siguranţei construcţiilor, coeficienţii acestor încărcări în vederea determinării încărcărilor de calcul vor fi subunitari.

În standard sunt date greutăţile tehnice ale diferitelor materiale de construcţii, precum şi valorile normate ale încărcărilor permanente, curente, ale diferitelor elemente de construcţii: elemente din beton şi beton armat, izolaţii hidrofuge, termice şi fonice, pardoseli şi pereţi.

În STAS 10101/2-75 şi 10101/2A1-78 sunt stabilite modul de evaluare a încărcărilor utile curente, precum şi valorile normate ale acestor încărcări (tabelul 2.4.1).

Tabelul 2.4.1

Nr. crt.	Destinaţia clădirii sau încăperii	Încărcări în		încărcări verticale şi orizontale pe balustrade	Observaţii
		încăperi	spaţii de acces, scări, vestibule coridoare		
		N/m²	N/m²	N/m²	
0	1	2	3	4	5
1.	Acoperişuri necirculabile cu pante a) > 1 : 20 ; b) ≤ 1 : 20 ;	 500 750	 – –	 – –	1,2,3,
2.	Acoperişuri circulabile a) utilizate în scopuri de odihnă, distracţii cu aglomerări reduse de oameni b) aglomerări mari de oameni fiind posibile	 2 000 4 000	 3 000 4 000	 500 1 000	1,3
3.	Locuinţe (inclusiv coridoare şi dependinţe), grădiniţe de copii, creşe, dormitoare comune, hoteluri, camere în sanatorii, spitale şi alte instituţii similare	1 500	3 000	500	4

Tabelul 2.4.1 (continuare)

0	1	2	3	4	5
4.	Birouri şi alte încăperi de lucru din instituţii administrative, ştiinţifice şi de proiectare, săli de clasă fără aparatură de laborator, săli de lectură	2 000	3 000	500	
5.	Laboratoare sau cabinete medicale, ştiinţifice, de învăţământ, de calcul. Bucătăriile cantinelor, etaje tehnice, conform condiţiilor de exploatare dar nu numai puţin de	2 000	3 000	500	
6.	Balcoane, logii – cea mai defavorabilă dintre ipoteze a) încărcare distribuită pe o bandă de 0,8 m lăţime în lungul balustradei b) încărcare distribuită pe toată suprafaţa	 4 000 2 000	 – –	 500 500	
9.	Sălile cluburilor, săli de adunări, săli de spectacole, săli de gimnastică (sport)	4 000	4 000	1 000	
10.	Sălile comerciale ale magazinelor, săli ale muzeelor şi expoziţiilor	4 000	4 000	1 000	
15.	Depozite de cărţi, arhive librării, conform încărcărilor maxime dar cel puţin	5 000	4 000	1 000	

Observaţii

1. Încărcările indicate în tabel sunt raportate la suprafaţa orizontală a acoperişului
2. Acoperişurile considerate ca necirculabile trebuie să îndeplinească una din următoarele condiţii:
   - scările de circulaţie curente să nu conducă la acoperiş;
   - straturile superioare ale învelitorii să nu permită o circulaţie curentă pe acoperiş.
3. La acoperişuri şi acoperişuri terase nu se iau simultan în consideraţie încărcarea cu zăpadă şi încărcarea utilă.
4. Încărcarea utilă pe coridoare şi dependinţe poate fi luată cu aceeaşi valoare ca în locuinţe.

Valoarea încărcării se modifică de la 1500 N/m² la 2000 N/m² în cazul planşeelor din elemente liniare.

Valorile normate precizate în standard nu ţin seama de:

- efectele dinamice produse în timpul funcţionării unor utilaje, sau la descărcarea unor obiecte grele;

- greutatea unor obiecte grele situate în încăperile clădirilor de locuit, social-culturale: sobe, case de bani etc.;
- încărcările date de utilajele speciale ale clădirilor (vase de expansiune, rezervoare, ascensoare etc.);
- greutatea pereților despărțitori.

Încărcările date de pereții despărțitori neportanți, în funcție de greutatea lor pe metru liniar se poate considera ca o încărcare uniform distribuită de 500 N/m^2 până la 1 500 N/m^2.

Stâlpii de colț și cei curenți ai clădirii, care se află la o distanță de cel mult 50 cm de benzile de circulație trebuie verificați și la o forță orizontală aplicată la o înălțime de 1,20 m față de bază:

- stâlpii de colț 550 kN;
- stâlpii curenți 250 kN.

Reducerea încărcărilor utile distribuite pe planșee se va opera astfel:

- în calculul grinzilor principale corespunzătoare pozițiilor 3,4 și 5 din tabelul 2.4.1, având o suprafață aferentă A care depășește 18 m^2, reducerea se face prin înmulțirea încărcării cu coeficientul

$$\alpha_1 = 0{,}3 + \frac{3}{\sqrt{A}} \quad \text{cu } A \text{ în m}^2 \tag{2.1}$$

- în calculul grinzilor principale corespunzătoare cazurile 9 și 10 din tabelul 2.4.1 având o suprafață aferentă de încărcare care depășește 36 m^2, reducerea încărcări se face prin înmulțire cu coeficientul

$$\alpha_2 = 0{,}5 + \frac{3}{\sqrt{A}} \quad \text{cu } A \text{ în m}^2 \tag{2.2}$$

- în cazul elementelor portante verticale și fundațiilor corespunzătoare cazurilor menționate 3,4 și 5, indiferent de suprafața de planșeu aferentă, reducerea încărcării se face prin înmulțirea cu coeficientul

$$\eta_1 = 0{,}3 + \frac{0{,}6}{\sqrt{m}} \tag{2.3}$$

în care m este numărul planșeelor deasupra secțiunii elementului care se verifică. În numărul m nu intră acoperișul și planșeele etajelor tehnice.
- în cazul elementelor portante verticale și fundațiilor corespunzătoare cazurilor 9 și 10 din tabelul 2.4.1 coeficientul de reducere se determină din:

$$\eta_2 = 0{,}5 + \frac{0{,}6}{\sqrt{m}}. \tag{2.4}$$

În STAS 10101/01-77 sunt date valorile coeficienților n ai încărcărilor în vederea determinării încărcărilor de calcul pentru verificări la diferitele stări limită.

Pentru câteva încărcări curente, permanente și utile, în tabelul 2.4.2, sunt date valorile maxime și minime ale coeficienților n.

Pentru încărcarea dată de zăpadă și acțiunea vântului valoarea acestor coeficienți, denumiți coeficienți parțiali de siguranță și notați cu γ este dată în (2.5.2) și (2.7.4).

Tabelul 2.4.2

Tipul încărcării		n max	n min
Greutatea elementelor din beton și oțel		1,1	0,9
Greutatea elementelor din beton ușor		1,2	0,9
Greutatea elementelor de izolație, egalizare		1,3	0,9
Încărcări pe planșee	până la 2 kN/m^2	1,4	-
	2kN/m^2 –5kN/m^2	1,3	-
	≥ 5kN/m^2	1,2	-
Variația de temperatură exterioară conform STAS 10101/23A-78		1,2	0,6

2.4.2. EUROCODE 1. Part. 2.1 valorile caracteristice ale încărcărilor, uniform repartizate q_k și concentrate Q_k sunt stabilite în funcție de categoria încăperilor.

În clădirile pentru locuințe, birouri, spitale etc. încăperile sunt împărțite în cinci categorii.

- Categoria A – încăperi în clădiri rezidențiale
  – încăperi în spitale, hotele
- Categoria B – birouri
- Categoria C
  C_1 – încăperi cu mese (școli, restaurante, săli de recepție)
  C_2 – încăperi cu scaune fixe (teatre, cinematografe, săli de lectură)
  C_3 – încăperi care permit deplasarea liberă a persoanelor (spații de expoziții), holul de acces în clădiri publice, hotele)
  C_4 – încăperi în care au loc manifestări fizice (dans, gimnastică)
  C_4 – încăperi cu aglomerări mari de persoane (săli de sport, de concert inclusiv spațiile de acces)
- Categoria D
  D_1 – încăperi cu capacitate de depozitare redusă
  D_2 – încăperi cu capacitate de depozitare mari, supermagazine
- Categoria E – încăperi cu posibilitate de depozitare foarte mare (biblioteci).

2.4.2.1. Valorile acţiunilor

Tabelul 2.4.3

Categoria		q_k [kN/m²]	Q_k [KN]
Categoria *A* –	general	2,00	2,00
	scări	3,00	2,00
	balcoane	4,00	2,00
Categoria *B*		3,00	2,00
Categoria *C*,	C_1	3,00	4,00
	C_2	4,00	4,00
	C_3	5,00	4,00
	$C4$	5,00	7,00
	C_5	5,00	4,00
Categoria *D* –	D_1	5,00	4,00
	D_2	5,00	7,00
Categoria *E*		6,00	7,00

2.4.2.2. Factori de reducere a încărcărilor. La calculul elementelor orizontale ale structurilor (planşee, grinzi), la evaluarea încărcărilor de calcul se introduce un factor de reducere α_A, care pentru încăperile din categoria *A* până la *E* rezultă din relaţia (2.5)

$$\alpha_A = C \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1{,}0 \qquad (2.5)$$

în care:

$C = 5/7$ şi $A_0 = 10$ m²; A – suprafaţa de încărcare aferentă.

– valoarea coeficientului de combinare care se va lua $\psi_0 = 0{,}7$ pentru categoriile *A, B, C, E* şi *F* şi $\psi_0 = 1{,}0$ categoria *D*.

La calculul elementelor verticale (stâlpi) factorul de reducere α_B, pentru toate categoriile *A–E* rezultă din (2.6)

$$\alpha_B = \frac{2 + (n - 2)\,\psi_0}{n} \leq 1{,}0 \qquad (2.6)$$

cu: n – numărul etajelor de deasupra elementului verificat.

2.4.2.3. Pentru garaje şi trafic de vehicule sunt stabilite două categorii:

Categoria *F* – garaje, spaţii de parcare, cu vehicule cu greutate 30 kN şi numărul de locuri 8.

Categoria *G* – garaje, parcare, zone de livrare a mărfurilor, vehicule cu greutate 30 kN şi 160 kN.

Valorile încărcărilor în garaje pentru categoriile *F* şi *G* sunt date în tabelul 2.4.4.

Tabelul 2.4.4

Categoria	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]
Categoria *F*	2,0	10
Categoria *G*	5,0	45

Pentru o axă cu lăţimea de 1,8 m cele două forţe concentrate Q_k se repartizează fiecare pe o suprafaţă de 0,2 × 0,2 m, coeficientul α=1,0.

2.4.2.4. Încărcări pe acoperişuri. În funcţie de posibilităţile de acces pe acoperiş sunt prevăzute trei categorii.

Categoria H – acoperişuri neaccesibile cu excepţia lucrărilor de întreţinere.
Categoria I – acoperişuri accesibile în clădiri cu încăperi în categoria *A – C*–
Categoria *K* – accesibile serviciilor speciale, de exemplu încărcări cu helicoptere.

Valorile încărcărilor pe acoperişuri sunt date în tabelul 2.4.5

Tabelul 2.4.5

Categoria		q_k [kN/m²]	Q_k [kN]
Categoria *H*	înclinaţia ≤ 20°	0,75	1,5
	înclinaţia > 20°	0	1,5
Categoria *I*	< 20°	3,0	1,5

2.4.2.5. Forţe orizontale pe balustrade sunt date în tabelul 2.4.6

Tabelul 2.4.6

Categoria	q_k [kN/m²]
Categoria *A*	0,5
Categoria *B* şi C_1	1,0
Categoria C_2, C_3, C_4, şi *D*	1,5
Categoria C_5	3,0

2.4.3. COMPARAŢIE ÎNTRE STAS 10101/OA-77 10101/2A1-75 şi EUROCODE 1-1993

privind bazele calculului structurilor şi evaluarea acţiunilor

În ambele norme calculul şi dimensionarea structurilor din oţel se conduce cu metoda semi-probabilistă a stărilor limită.

– Stările limită ultime
– Stările limită ale exploatării normale

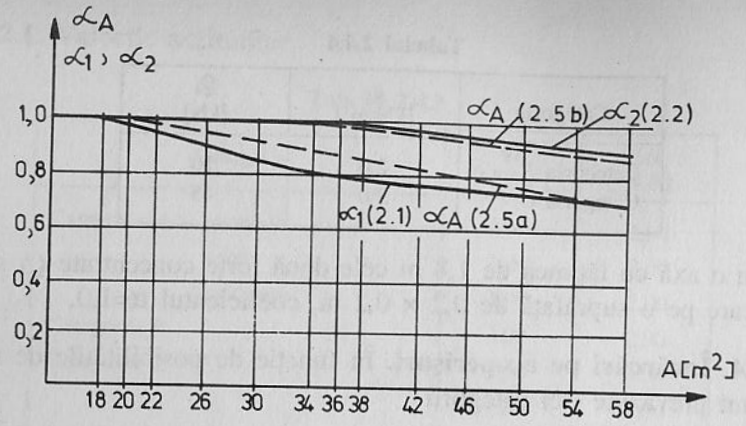


Fig. 2.4.1 Diagrama coeficienților α

În privința valorilor normate ale acțiunilor permanente și utile nu sunt de semnalat diferențe mari.

În EUROCODE 1 în afară de valoarea caracteristică a încărcării utile q_k kN/m^2 ca și în STAS, este dată și valoarea unei forțe concentrate Q_k pentru verificări locale.

Aceste valori caracteristice se reduc pentru:

- elementele orizontale (grinzi) cu factorii după STAS α_1 (2.1), α_2 (2.2) după EUROCODE α_A (2.5)
- elemente verticale (stâlpi), cu factorii
  după STAS η_1 (2.3), η_2 (2.4)
  după EUROCODE α_B (2.6).

În figura 2.4.1 sunt prezentate variațiile factorului α după cele două norme, în funcție de suprafața de încărcare A [m^2] aferentă elementului considerat. Diferențele sunt minimale.

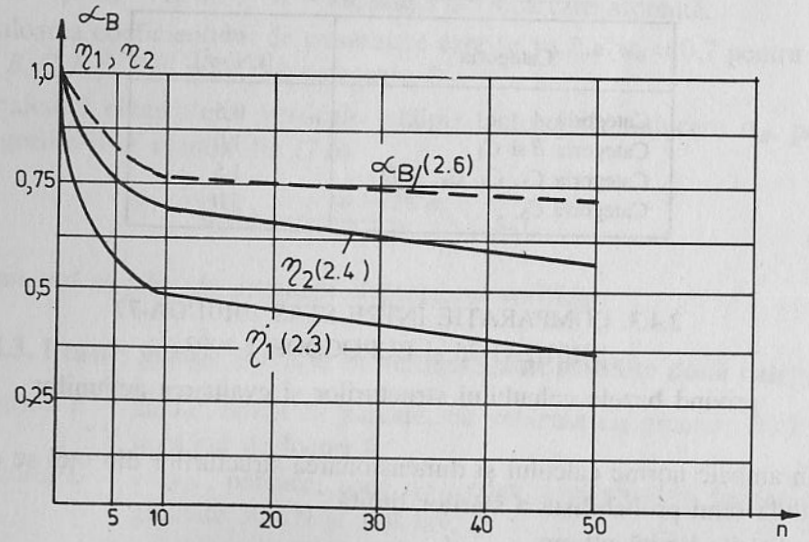


Fig. 2.4.2. Diagrama coeficienților η și α_B

În figura 2.4.2 sunt arătate variațiile factorului η, respectiv α_B în funcție de numărul n al etajelor de deasupra nivelului considerat. Se observă diferențe foarte mari de 15% între α_B și η_1 și peste 25% între α_B și η_2. Aceste diferențe trebuie reconsiderate cu atât mai mult cu cât la determinarea încărcărilor de calcul coeficienții parțiali de siguranță pentru încărcările utile după STAS au valori inferioare, vezi tabelul 2.4.2 față de valoarea unică $\gamma_Q = 1{,}5$ după Eurocode.

În tabelul 2.4.7 sunt prezentate comparativ valorile acțiunilor utile, caracteristice q_k de pe planșeele diferitelor tipuri de încăperi ținând seama și de diferența dintre coeficienții parțiali de siguranță, mai mici după STAS; rezultă că față de Eurocode 1 încărcările pe planșee sunt subevaluate cu circa 20–25%.

Tabelul 2.4.7

Poz. STAS	Poz. E.1.	ÎNCĂPERI	STAS 10101/2A$_1$–-75 q_k [kN/m^2]	Eurocode	
				q_k [kN/m^2]	Q [kN]
3	*A*	Locuințe, spitale, hotele	1,50	2,0	2,0
		scări	3,00	3,00	2,0
4	*B*	Birouri	2,00	3,00	2,0
	C_1	Săli cu mese: de clasă, restaurante etc.	2,0	3,0	4,0
5	C_2	Săli cu scaune fixe teatre, cinematografe	2,0	3,0	4,0
	C_3	Săli care permit deplasarea liberă săli de expoziții	4,0	5,0	4,0
9	C_4	Săli care permit activități fizice gimnastică, dans	4,0	5,0	7,0
10	*D*	Magazine	4,0	5,0	4,0
5	*A*	Balcoane pe o lățime de 0,8 m în lungul balustradei	4,0	4,0	2,0

2.5. ÎNCĂRCĂRI DATE DE ZĂPADĂ

2.5.1. EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR (EXTRAS DIN STAS 10101/21–90)

Acțiunea zăpezii se manifestă prin sisteme de forțe, distribuite, statice, acționând asupra elementelor de construcție expuse.

Intensitatea normată a încărcării dată de zăpadă p_z^n se determină cu relația:

$$p_z^n = C_{zi} \cdot C_c \cdot g_z \qquad (2.6)$$

în care:

g_z – greutatea de referință, care se stabilește având în vedere harta de zonare (STAS 10101/21-90), din tabelul 2.5.1, pe suprafața orizontală a acoperișului, cu perioada de revenire de 10 ani.

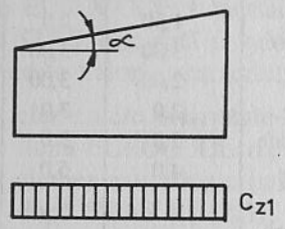
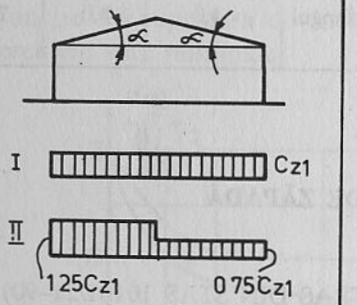
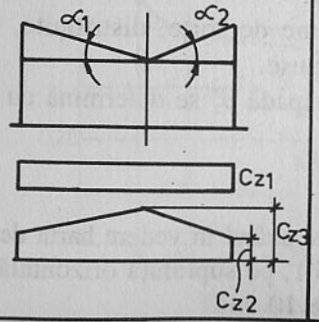
Tabelul 2.5.1

Zona	g_z [kN/m²]	Zona	h_m	g_z [kN/m²]	h_m	g_z [kN/m²]	h_m	g_z [kN/m²]
A	0,90	E	700	1,50	1 200	2,40	2 000	4,80
B	1,20	E	800	1,70	1 400	2,85	2 200	5,80
C	1,50	E	900	1,85	1 600	3,40	2 400	6,70
D	1,80	E	1 000	2,00	1 800	4,00	2 500	7,20

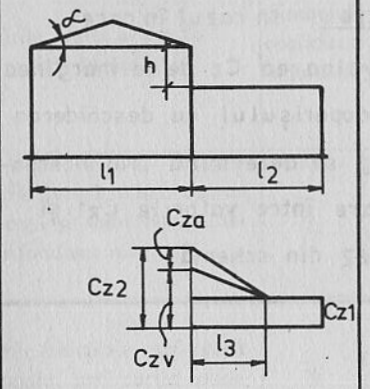
C_c – coeficientul prin care se ține seama de condițiile de expunere a construcției;

$C_c = 0,8$ – condiții normale;

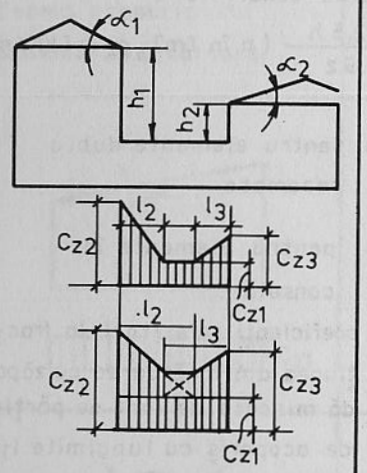
Tabelul 2.5.2

Nr.	Forma acoperișului Scheme de încărcare	Coeficienții C_{zi}
1.		$0 < \alpha \leq 30°$: 1 0 $30° < \alpha \leq 60°$: $\frac{60-\alpha}{30}$ $\alpha > 60°$: 0
2		Cz1 se determină conform Nr. 1 Varianta de variație II a coeficientului Cz1 se aplică în cazul $\alpha > 15°$
3		Cz = 1,0 $\alpha \leq 30°$: Cz2 = 1,0; Cz3 = $\frac{30+\alpha}{30}$ $30° < \alpha \leq 60°$: Cz2 = $\frac{60-\alpha}{30}$; Cz3 = 2,0 $\alpha > 60°$: Cz2 = 0; Cz3 = 2,0

Tabelul 2.5.2 (continuare)

4		$l_3 = 2h$ dar $3\,m < l_3 < 1,5\,m$ $C_z = 1$ $C_{z2} = C_{zv} + C_{za}$ $C_{zv} = \frac{m_1 l_1 + m_2 l_2}{h}$ cu respectarea condițiilor : $C_{zv} \leq \frac{2,5\,h}{g_z}$ (h în [m] , g_z în [kN/m²] $C_{zv} \leq 4$ pentru elemente dublu rezemate $C_{zv} \leq b$ pentru elemente în consolă m_1 și m_2 – coeficienți referitori la fracțiunea din încărcarea cu zăpadă mișcată de vânt de părțile de acoperiș cu lungimile l_1 respectiv l_2, cu valorile: 0,5 pentru acoperișuri cu pante $\alpha \leq 20°$ 0,3 pentru acoperișuri cu pante $\alpha > 20°$ C_{za} – coeficient referitor la aglomerarea produsă din alunecarea zăpezii dacă $\alpha \leq 15° \longrightarrow C_{za} = 0$ dacă α 15° se consideră că 50% din zăpada de pe panta acoperișului superior adiacent denivelării cade pe acoperișul inferior și se distribuie triunghiulilor conform schiței.

Tabelul 2.5.2 (continuare)

		Observație: În cazul în care $l_3 > l_2$ valoarea Cz de la marginea acoperișului cu deschiderea l_2 se determină prin interpolare între valorile C_{z1} și C_{z2} din schemă.
5.		$l_2 = 2h_1$ $l_3 = 2h_2$ Limitări: $3\,m < l_2 \leq 15\,m$ $C_{z1} = 1$ C_{z2} și C_{z3} se determină conform punctului 4.

$C_c = 0{,}6$ – condiții deosebite, ca de ex. vânt frecvent și intens, înălțimea construcției ≥ 10 m;

$C_c = 1{,}0$ – condiții deosebite de adăpostire, de ex. în mijlocul unei păduri, înălțimea $h < 5$ m;

$C_c = 1{,}1$ – zone de acoperiș prevăzute cu captatoare solare;

C_{zi} – coeficientul prin care se ține seama de aglomerarea cu zăpadă pe suprafața construcției expusă zăpezii. În STAS 10101/21-90 sunt date valorile coeficientului C_{zi} pentru diferite forme ale acoperișului (tabelul 2.5.2).

2.5.2. COEFICIENȚI PARȚIALI DE SIGURANȚĂ

Intensitatea de calcul a încărcării date de zăpadă se obține multiplicând intensitatea normată a acestei încărcări cu coeficientul parțial de siguranță γ.

Coeficienții parțiali de siguranță γ se stabilesc conform tabelelor 2.5.3 și 2.5.4, diferențiat în funcție de:

– zonele A, B, C, D și E (vezi harta);

Tabelul 2.5.3

Stările limită și grupările de încărcări	Simbolul coeficient siguranță	Zonele din hartă	
		A, B, C, D	E
		Coeficienții parțiali de siguranță	
Stările limită ultime de rezistență și stabilitate. Grupări fundamentale	γ_z	$\gamma_a - 0{,}4\,\frac{g_p}{C_e \cdot \gamma_z} \geq 0{,}3\,\gamma_a$	$\gamma_b - 0{,}4\,\frac{g_p}{C_e \cdot \gamma_z} \geq 0{,}3\,\gamma_b$
Stările limită ale exploatării normale. Încărcările totale de exploatare	γ_0	$\gamma_c - 0{,}2\,\frac{g_p}{C_e \cdot \gamma_z} \geq 0{,}3\,\gamma_c$	$\gamma_d - 0{,}2\,\frac{g_p}{C_e \cdot \gamma_z} \geq 0{,}3\,\gamma_d$
Stările limită ale exploatării normale sub efecte de durată, stările limită ultime. Grupările speciale cu încărcări zăpadă secundar	γ_1	γ_e	γ_f
Starea limită de oboseală	γ_2	0	0,2

Tabelul 2.5.4

Clasa de importanță	γ_a	γ_s	γ_c	γ_d	γ_e	γ_f
I	2,80	3,00	1,80	2,00	0,40	0,60
II	2,50	2,70	1,60	1,80	0,35	0,55
III	2,20	2,40	1,40	1,60	0,30	0,50
IV	2,00	2,20	1,20	1,40	0,25	0,45
V	1,80	1,00	–	–	–	–

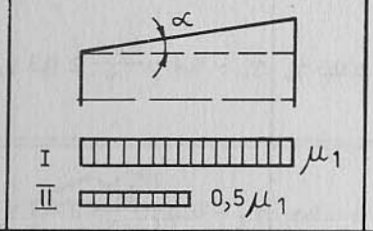
– starea limită și grupări de încărcări la care se face verificarea, conform STAS 10101/0A-77;

– raportul dintre încărcările gravitaționale g_p (încărcarea distribuită echivalentă, determinată pe baza intensităților normate, exclusiv zăpada, care intervin în grupări fundamentale), și încărcarea dată de zăpadă;

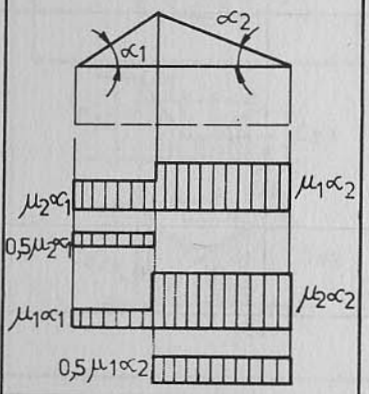
– clasa de importanță a structurii expuse determinată conform STAS 10100/0-75.

Tabelul 2.5.5

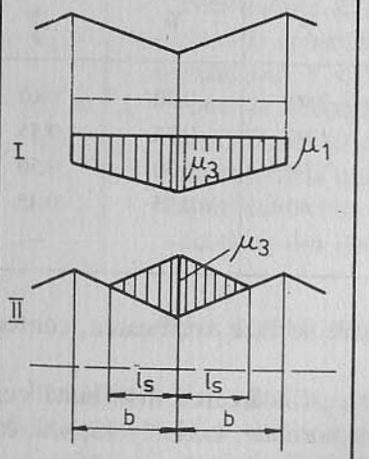
Forma acoperișului Scheme de încărcare	Coeficienții C_{zi}



α	$0 \leq \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \geq 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8\,(60-\alpha)/30$	0,0



	$0 < \alpha < 15°$	$15° < \alpha < 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha > 60°$
μ_1	0,8	0,8	$0{,}8(60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	0,8	$0{,}8 + 0{,}6(\alpha-15)/30$	$1{,}1(60-\alpha)/30$	0,0

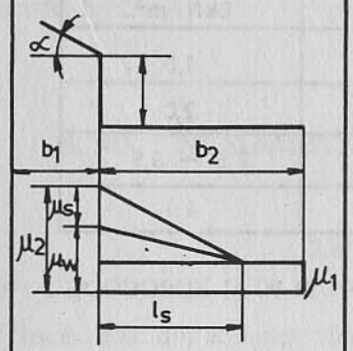


	$0 < \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8\,(60-\alpha)/30$
μ_3	$0{,}8 - 0{,}8\alpha/30$	1,6

$b \leq 15\,m \rightarrow l_3 = b$

$b > 15\,m \rightarrow l_3 = 15\,m$

μ_3 $2h/s_k$ dar cu condiția $0{,}8 \leq \mu_3 \leq 3$

4		$l_s = 2h$ dar cu condiția $5\,m < l_s \leq 15\,m$ $\mu_1 = 0{,}8$ $\alpha \leq 15° \rightarrow \mu_s = 0$ $\alpha > 15°$ μ_s rezultă din repartizarea triunghiulară a 50% din greutatea zăpezii pe panta adîncită cu $\gamma = 2\,kN/m^3$ $\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/S_k$ dar cu condiția $0{,}8 < \mu_w < 4\,m$ $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

2.5.3. EXTRAS DIN EUROCODE 1

Intensitatea normată a încărcării cu zăpadă $S \equiv p_z^n$ se determină cu relația:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \tag{2.7}$$

în care:

μ_i – este coeficientul aglomerării cu zăpadă;

S_k – valoarea caracteristică a încărcării cu zăpadă pe suprafața orizontală în kN/m^2, stabilită prin norme naționale (tabelul 2.5.1);

C_e – coeficientul prin care se ține seama de condițiile de expunere. Valoarea uzuală $C_e = 1{,}0$;

C_t – coeficient termic. Valoarea uzuală $C_t = 1{,}0$.

În tabelul 2.5.5 pentru câteva forme ale acoperișului sunt date schemele de încărcare cu zăpadă și relațiile pentru determinarea valorilor coeficienților de aglomerare.

Valorile coeficienților parțiali de siguranță corespunzători pentru zăpadă sunt date în cap. 6.

În tabelul 2.5.6 sunt date valorile densității în kN/m^3 în funcție de tipul zăpezii.

Tabelul 2.5.6

Tipul zăpezii	Densitatea [kN/m^3]
Proaspătă	1,0
Tasată	2,0
Veche	2,5 – 3,5
Umedă	4,0

2.5.4. COMPARAȚIA ÎNTRE NORMA STAS 10101/21-90 ȘI EUROCODE 1-1993

1. Formulele pentru determinarea intensității normate a încărcării cu zăpadă în cele două norme (2.5.1) și (2.5.2) au o alcătuire asemănătoare cu diferențe de notații. De exemplu:

$$p_z^n \equiv S;\ C_{zi} \equiv \mu_2;\ C_c \equiv C_e \qquad (2.8)$$

2. În Eurocode în formula (2.8) intervine un al treilea factor C_t – coeficient termic, pentru care se propune însă ca valoare uzuală $C_t = 1$.

3. Valoarea greutății de referință $g_z \equiv S_k$ se stabilește pe baza hărților de zonare naționale (fig. 1 din STAS 10101/21-90.

4. În figura 2.5.1 sunt arătate diferențele în evaluarea coeficienților de aglomerare a zăpezii după cele două norme în funcție de panta acoperișului: prin

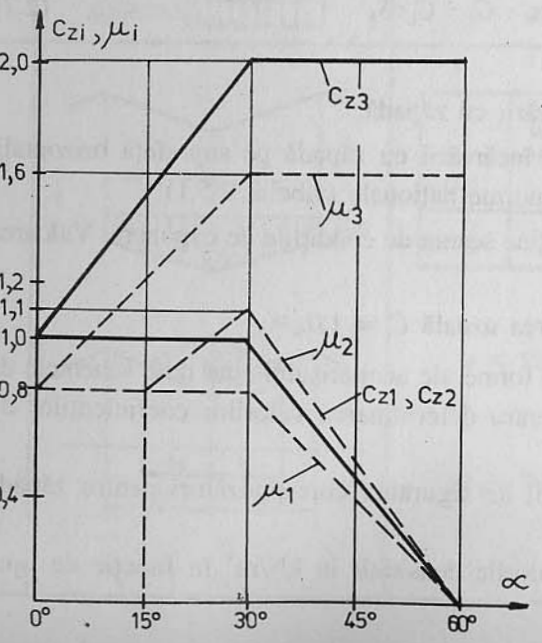


Fig. 2.5.1. Diagrama coeficienților C_z și μ

linii continui valorile coeficienților C_{zi} și prin linii întrerupte valorile coeficienților μ_i. Se constată valori mai mari cu 25% a coeficienților după STAS față de Eurocode 1.

2.6. NOȚIUNI ELEMENTARE DIN DINAMICA STRUCTURILOR

2.6.1. GENERALITĂȚI

Încărcările din acțiunea vântului, cutremure de pământ, explozii, șocuri, au asupra elementelor de construcții și construcțiilor în ansamblul lor un efect dinamic. Datorită variației lor în timp încărcările dinamice dau naștere la forțe masice al căror efect nu poate fi neglijat. Spre deosebire de statica construcțiilor la care o structură este definită ca un sistem format din elemente elastice, în dinamica construcțiilor o structură se consideră formată din elemente elastice fără masă și din mase, astfel că pe lângă elementele elastice care sunt capabile să înmagazineze energie potențială, masele sunt capabile să înmagazineze energie cinetică. De aici o altă diferență între calculul static elastic și cel dinamic, deoarece elementele elastice în sistemul static primesc energie numai din forțele exterioare, în calculul dinamic pot interveni schimburi de energie. Un astfel de schimb de energie este baza tuturor fenomenelor de vibrație. Aceasta conduce în general la o reducere a energiei mecanice a sistemului prin transformări în alte forme de energie (calorică sau de radiații).

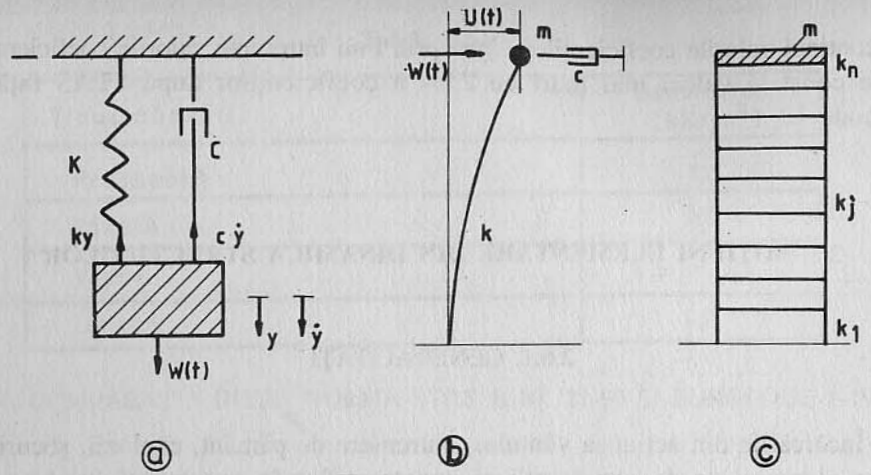
Pentru a ține seama de efectul acestor fenomene în calculul construcțiilor trebuie ca pe lângă elasticitate și mase a unui sistem dinamic să se considere și o a treia mărime și anume amortizarea.

2.6.2. VIBRAȚII MECANICE LINIARE A SISTEMELOR CU UN GRAD DE LIBERTATE [2.3] [2.4]

În figura 2.6.1 sunt arătate schematic sistemele dinamice cele mai simple ale unui oscilator cu masa punctuală m, constanta elastică K și coeficientul de amortizare C.

Un astfel de sistem dinamic poate fi caracterizat printr-o singură mărime a deplasării u, v sau w a masei m, în raport cu sistemul de axe x, y sau z, sistemul fiind definit din această cauză ca sistem dinamic cu un singur grad de libertate.

Dacă în calcul se consideră masa concentrată într-un singur punct și pentru definirea comportării dinamice sunt necesare cele trei componente ale deplasării, sistemul dinamic are trei grade de libertate și are șase grade de libertate în cazul că sunt necesare și cele trei rotiri.



ⓐ ⓑ ⓒ

Fig. 2.6.1. Sistemul dinamic al unui oscilator punctual

În cazul structurilor cu multe nivele concentrând masele la nivelul fiecărui planșeu și dacă sistemul și încărcarea sunt simetrice față de axele de coordonate, sistemul are *n* grade de libertate, număr egal cu numărul etajelor (fig. 2.6.2).

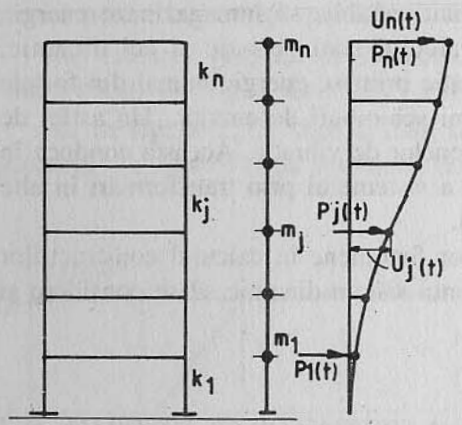


Fig. 2.6.2 Sisteme cu n grade de libertate

2.6.3. VIBRAȚII MECANICE

Într-un punct oarecare al sistemului dinamic, o forță sau o altă mărime, deplasare, viteză, accelerație, pot fi exprimate printr-o relație $x\ (t)$ în funcție de timp. Această modificare nemonotonă a unei mărimi fizice într-un interval de timp poate să fie considerată ca o vibrație. Diferitele tipuri de vibrații sunt arătate în figura 2.6.3.

2.6.3.1. Vibrații armonice. În figurile 2.6.3 a și 2.6.3 b sunt arătate vibrații armonice definite prin ecuația:

$$\hat{x}\ (t) = \hat{x} \sin (\omega t + \varphi) \qquad (2.9)$$

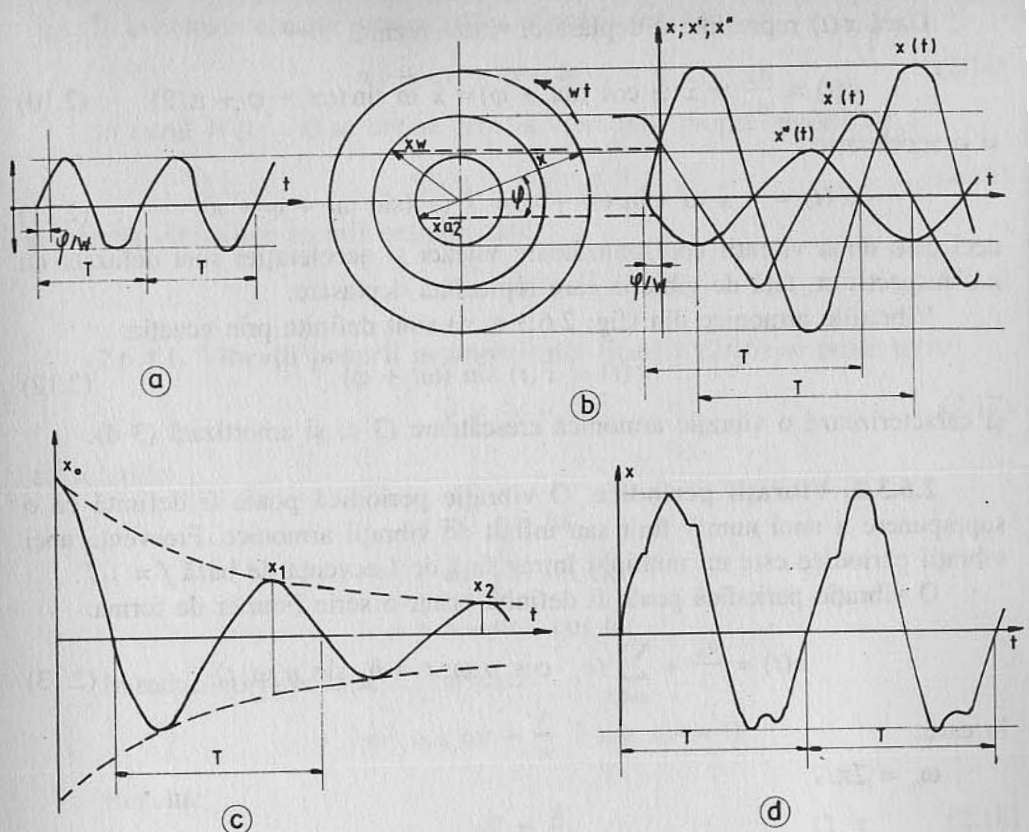
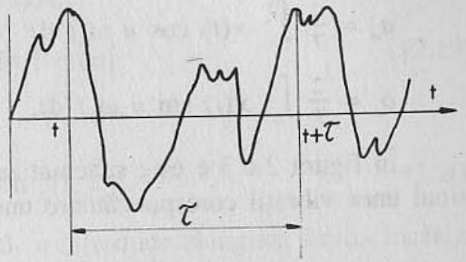


Fig. 2.6.3. Tipuri de vibrații



în care:

- $\hat{x}$ – este amplitudinea;
- $\omega = 2\ \pi/T$ – este frecvența circulară în [1/s];
- T – este perioada mișcării;
- $f = \frac{1}{T}$ – este frecvența (numărul de vibrații pe unitatea de timp) în [H_z];
- φ – este unghiul fazei inițiale ($t = 0$).

Dacă $x(t)$ reprezintă o deplasare, viteza rezultă

$$\dot{x}(t) = \frac{dx}{dt} = \hat{x}\ \omega \cos(\omega t + \varphi) = \hat{x}\ \omega \sin(\omega t + \varphi + \pi/2) \qquad (2.10)$$

și o accelerație

$$\ddot{x}(t) = -\hat{x}\ \omega^2 (\sin \omega t + \varphi) = \hat{x}\ \omega^2 (\sin \omega t + \varphi + \pi) \qquad (2.11)$$

deci cele două vibrații corespunzătoare vitezei și accelerației sunt defazate cu $\pi/2$ respectiv π, față de vibrația care reprezintă deplasare.

Vibrațiile armonice din (fig. 2.6.3 c, d) sunt definite prin ecuația:

$$x(t) = \hat{x}(t) \sin(\omega t + \varphi) \qquad (2.12)$$

și caracterizează o vibrație armonică crescătoare (3 c) și amortizată (3 d).

2.6.3.2. Vibrații periodice. O vibrație periodică poate fi definită ca o suprapunere a unui număr finit sau infinit de vibrații armonice. Frecvența unei vibrații periodice este un multiplu întreg față de frecvența de bază $f = 1/T$.

O vibrație periodică poate fi definită printr-o serie Fourier de forma:

$$x(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cdot \cos n\ \omega_0 t + b_n \sin n\ \omega_0 t) \qquad (2.13)$$

în care:

$$\omega_0 = 2\pi/T$$

$$a_0 = \frac{2}{T} \int_0^T x(t)\ dt$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \cos n\ \omega_0 t\ dt$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \sin n\ \omega_0 t\ dt.$$

În figura 2.6.3 e este schematizat efectul unei explozii și în figura 2.6.3 f tipul unor vibrații corespunzătoare unor fenomene stohastice (aleatoare).

2.6.4. SISTEME CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE

Considerând situația prezentată în figura 2.6.3a se poate scrie: suma forțelor exterioare egală cu:

$$W(t) - c\dot{y} - ky$$

și care conform legii Newton este egală cu:

$$m \cdot \ddot{y}$$

În concluzie ecuația diferențială a mișcării rezultă:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky - W(t) = 0. \qquad (2.14)$$

În cazul $W(t) = 0$ se obține ecuația vibrațiilor proprii amortizate.

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = 0 \qquad (2.15)$$

și ecuația vibrațiilor proprii neamortizate

$$m\ddot{y} + ky = 0 \qquad (2.16)$$

2.6.4.1. Vibrații proprii neamortizate. Ecuația (2.16) se poate scrie:

$$\ddot{y} + \frac{k}{m} y = 0 \qquad (2.17)$$

cu soluțiile:

$$y = \hat{y} \cos \omega t$$

$$\dot{y} = -\hat{y}\,\omega \sin \omega t$$

$$\ddot{y} = -\hat{y}\,\omega^2 \cos \omega t$$

Introducând în ecuația 2.17 avem:

$$-\hat{y}\,\omega^2 \cos \omega t + \frac{k}{m} \hat{y} \cos \omega t = 0.$$

Rezultă:

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \qquad (2.18)$$

și deci frecvența circulară proprie neamortizată:

$$\omega_e = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{în } [1/\text{sec}] \qquad (2.19)$$

respectiv frecvența proprie neamortizată

$$f_e = \frac{\omega_e}{2\pi} \quad \text{în } [H_z]. \qquad (2.20)$$

Relația (2.18) se poate modifica dacă se introduce alungirea firului încărcat cu forța $m.g.$

$$\delta_{st} = \frac{m \cdot g}{k}$$

cu:

$$\omega^2 = \frac{k}{m} = \frac{g}{\delta_{st}}$$

se obține:

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}} \quad [H_z] \qquad (2.21)$$

în care δ_{st} reprezintă săgeata după direcția y din încărcarea cu greutatea corpului în mișcare egală cu $m.g.$

Dacă este vorba de o bară încastrată la un capăt și liberă la celălalt (fig. 2.6.1 b) δ_{st} din relația (2.21) se referă la deplasarea pe orizontală a capului liber al barei dintr-o forță aplicată în acest punct și egală cu greutatea totală a barei ($m.g$).

2.6.4.2. Vibrații proprii amortizate. Cu soluțiile:

$$y = \hat{y}\, e^{\lambda t}$$

$$\dot{y} = \hat{y}\, \lambda\, e^{\lambda t}$$

$$\ddot{y} = \hat{y}\, \lambda^2\, e^{\lambda t}$$

ecuația (2.15) se poate scrie:

$$\lambda^2 + \frac{C}{m}\lambda + \frac{k}{m} = 0 \qquad (2.22)$$

cu rădăcinile:

$$\lambda = -\frac{C}{2m} \pm \sqrt{\frac{C^2}{4m^2} - \frac{k}{m}}. \qquad (2.23)$$

Vibrații se produc numai atunci când:

$$\frac{C^2}{4m^2} - \frac{k}{m} < 0 \qquad (2.24)$$

soluția ecuației diferențiale în acest caz va fi:

$$y = \hat{y}\, e^{-\frac{C}{2m}t} \cdot e^{i\omega_e t} \qquad (2.25)$$

în care frecvența proprie amortizată:

$$\omega_{CD} = \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{C^2}{4m^2}} = \omega_e \sqrt{1 - \frac{C^2}{4m^2}} =$$

$$= \omega_e \sqrt{1 - \left(\frac{C}{2\sqrt{km}}\right)^2} = \omega_e \sqrt{1 - D^2} \qquad (2.26)$$

deci frecvența proprie a sistemului amortizat este mai mică decât în cazul sistemului neamortizat. Pentru valori mici, $D < 0{,}1$, se poate considera $\omega_{ED} = \omega_e$

$$C_{crit} = 2\sqrt{km} \qquad (2.27)$$

care rezultă din:

$$\frac{C^2}{4m^2} - \frac{k}{m} = 0,$$

și este definită ca amortizare critică cu perioada $\omega_{eD} = 0$ și factorul de amortizare:

$$D = \frac{C}{2\sqrt{km}} = \frac{C}{C_{crit}}. \qquad (2.28)$$

Notând raportul dintre două amplitudini consecutive y_1 și y_2 cu δ, numit decrement logaritmic, se obține:

$$\delta = \ln \frac{y_1}{y_2} = \ln \frac{e^{-\frac{C}{2m}t}}{e^{-\frac{C}{2m}(t + t_D)}} = \frac{C2\pi}{2m\omega_{eD}} = \frac{2\pi D}{\sqrt{1 - D^2}} \qquad (2.29)$$

pentru valori D mici, se poate considera valoarea decrementului logaritmic

$$\delta = 2\pi D. \qquad (2.30)$$

Valoarea δ poate fi interpretată ca reducerea amplitudinii vibrației Δy raportată la amplitudinea y de o perioadă $\frac{\Delta y}{y}$. De exemplu $\delta = 0{,}02$ reprezintă reducerea cu 2% a amplitudinii pe o perioadă de oscilație.

2.6.4.3. Vibrații proprii forțate cu excitație armonică. În ecuația (2.14) se introduce:

$$W(t) = \sum_{i=1}^{\infty} \hat{W}_i \cos \omega_i t. \qquad (2.31)$$

Soluția ecuației diferențiale este formată din soluția omogenă (2.25) și soluția particulară:

$$y = \hat{y} \sin(\omega t - \phi) \qquad (2.32)$$

în care deplasarea de fază ϕ rezultă din:

$$\tan \phi = \frac{\delta}{\pi} \frac{\omega}{\omega_e} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2} \qquad (2.33)$$

și amplitudinea:

$$\hat{y} = \frac{\hat{W}}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\delta}{\pi}\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2\right]^2}} = \frac{\hat{W}}{k}\chi_m \qquad (2.34)$$

cu $\omega = \omega_e$ rezultă:

$$\hat{y} = \frac{\hat{W}}{k} \cdot \frac{\pi}{\delta} \qquad (2.35)$$

mărimea χ_m este definită curbă de rezonanță (fig. 2.6.4). În diagramă ca abcisă este considerat raportul ω/ω_e și ca ordonată factorul de majorare a amplitudinilor χ_m.

În cazul valorilor mici ale raportului ω/ω_e (frecvența proprie a încărcării forțate ω față de frecvența proprie a sistemului neamortizat ω_e), sistemul se comportă cvasistatic cu $y = W/k$. În cazul apropierii celor două frecvențe crește efectul dinamic în funcție și de valoarea amortizării. În cazul $\omega = \omega_e$ apare fenomenul de rezonanță. În cazul unor valori reduse ale amortizării amplitudinea maximă se poate calcula din:

$$\left(\frac{y}{y_{st}}\right)_{max} = \frac{\pi}{\delta} \text{ pentru } \delta < 1 \qquad (2.36)$$

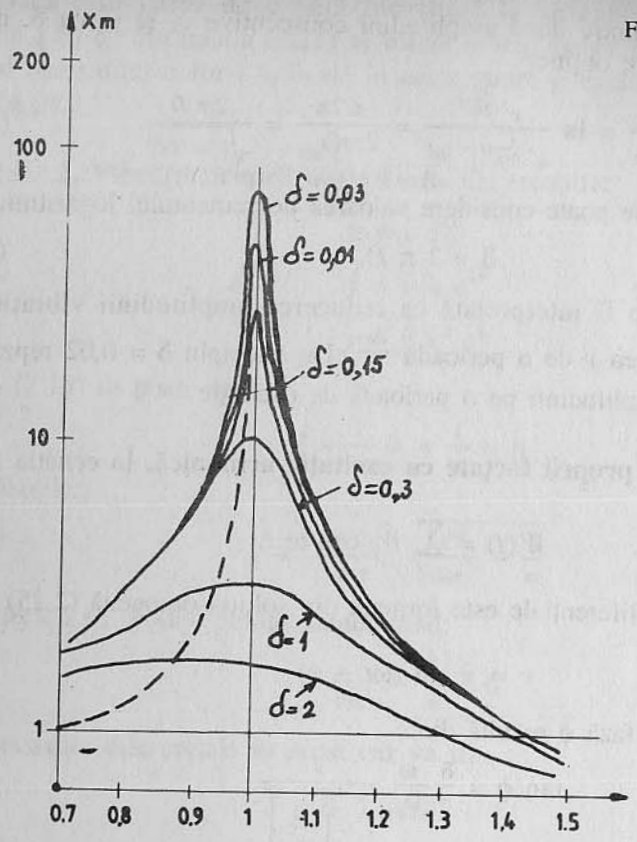


Fig. 2.6.4. Unda de rezonanță

important este cazul construcțiilor cu un decrement logaritmic foarte mic. De exemplu, în cazul unei structuri foarte suple (coșuri de fum, turnuri de antene etc.) cu valori pentru

$$0{,}01 \leq \delta \leq 0{,}04$$

rezultă $y_{max} = 78 \cdot y_{st}$ până la $314 \cdot y_{st}$.

2.6.4.4. Vibrații proprii forțate cu excitație neperiodică (spectru de răspuns). Dacă în integrala Duhamel

$$y(t) = \int_0^t x(t)\, h(t-\tau)\, d\tau \tag{2.37}$$

se introduc funcțiile de greutate

$$h(t) = \frac{1}{m\omega_0} \sin \omega_0 t \tag{2.38}$$

pentru un oscilator cu o singură masă neamortizat cu:

$$h(t) = \frac{1}{m\omega_e} e^{-D\omega_0 t} \cdot \sin \omega_e t \tag{2.39}$$

și pentru un oscilator amortizat, se obțin în cazul unei excitații neperiodice oscilațiile de răspuns.

În cazul oscilatorului neamortizat

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_0} \int_0^t P(\tau) \sin \omega_0 (t-\tau)\, d\tau. \tag{2.40}$$

În cazul oscilatorului amortizat

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_0} \int_0^t P(\tau)\, e^{-D\omega_0(t-\tau)} \sin \omega_e (t-\tau) \cdot d\tau. \tag{2.41}$$

Dacă în relația (2.41) se înlocuiește $P(\tau)$ cu $m\, \ddot{u}_b(t)$ corespunzătoare unei mișcări a terenului $\ddot{u}_b(t)$ provocată de seism, ecuația devine:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_e} \int_0^t \ddot{u}(\tau)\, e^{-D\omega_0(t-\tau)} \cdot \sin \omega_e (t-\tau) \cdot d\tau. \tag{2.42}$$

Valorile maxime

$$| u(t) |_{max} = S_d \tag{2.43}$$

$$| \dot{u}(t) |_{max} = S_v \tag{2.44}$$

$$| \ddot{u}(t) |_{max} = S_a \tag{2.45}$$

se numesc spectre de răspuns seismic.

Între spectrele de răspuns este următoarea relație de legătură:

$$S_a = \omega\, S_v = \omega^2\, S_d$$

Forța de inerție maximă care acționează asupra oscilatorului cu masa concentrată la nivelul superior este:

$$P_{max} = m\, S_a. \tag{2.46}$$

Energia consumată de oscilator, numită energie de disipare este:

$$E = \frac{1}{2} m\, S_v^2. \tag{2.47}$$

2.6.5. SISTEME CU MAI MULTE GRADE DE LIBERTATE

2.6.5.1. Calculul simplificat al frecvențelor proprii al clădirilor cu mai multe nivele. Pe baza unor măsurători efectuate pe foarte multe clădiri, au fost stabilite următoarele relații empirice privind frecvența proprie:

$$60 \text{ m} < H \leq 200 \text{ m}$$

$$f_{e0} = 0{,}4 \left(\frac{100}{H}\right)^{.5} [\text{Hz}] \tag{2.48}$$

$$H > 200 \text{ m} \quad f_{e0} = \frac{40}{H} [\text{Hz}]. \tag{2.49}$$

2.6.5.2. Metoda Rayleigh. Frecvența proprie a unei structuri suple poate fi calculată cu relația

$$f_{e0} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum m_i \cdot y_i^2}} \qquad (2.50)$$

în care:

W_i – este o încărcare care poate să aibă una din repartițiile arătate în figura 2.6.5;
y_i – deplasarea punctului i în sensul forței W_i;
m_i – masa structurii în nivelul i;

Repartiția triunghiulară (fig. 2.6.5 a) ca și încărcarea cu o forță concentrată (fig. 2.6.5 c) dau bune rezultate. Repartiția din figura 2.6.5 d corespunde variației pe înălțime a presiunii vântului după norme. Repartiția arătată în figura 2.6.5 e reprezintă considerarea forțelor orizontale proporționale cu greutatea proprie a structurii.

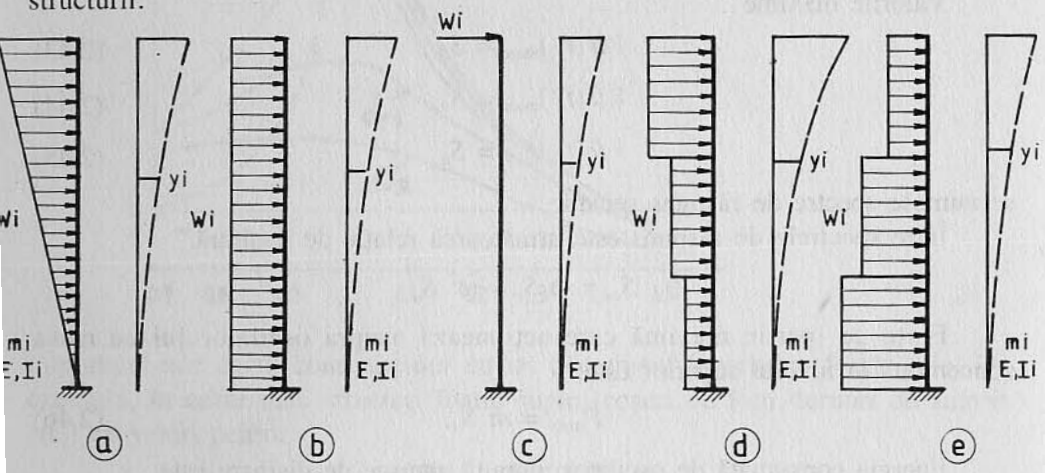


Fig. 2.6.5. Moduri de repartiție a încărcării W_1

2.6.5.3. Structuri elastice cu mai multe grade de libertate (calculul exact [2.5] [2.6]). Analiza modală a unui sistem cu mai multe grade de libertate constă în a considera sistemul de bază descompus într-un sistem cu deplasări liniare, independente, fiecare componentă corespunzând unui sistem cu un singur grad de libertate. Răspunsul dinamic al sistemului este obținut ca o combinație liniară a răspunsurilor sistemului de bază.

Dacă în ecuația (2.14) se introduce:

$$w(t) = -m \cdot \ddot{u}_b(t)$$

corespunzătoare unei mișcări seismice a terenului $\ddot{u}_b(t)$, pentru o structură cu n grade de libertate, ecuația dinamică rezultă:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m]\{1\} \cdot \ddot{u}_b \qquad (2.51)$$

în care:

$[m]$ este matricea maselor;
$[K]$ este matricea rigidităților;
$[C]$ este matricea de amortizare.

Cele n pulsații proprii ale structurii ω_i sunt rădăcinile reale ale ecuației caracteristice a determinantului

$$\| [K] - \omega^2 [m] \| = 0. \qquad (2.52)$$

Fiecărui mod propriu de vibrație φ_i definit prin relația (2.51) îi corespunde o pulsație proprie i

$$\left[[K] - \omega_i^2 [m]\right]\{\varphi_i\} = 0. \qquad (2.53)$$

Modul de vibrație constituie o bază de n vectori independenți de deplasare $\{u\}$

$$\{u\} = |\varphi|_1 Y_1 + |\varphi|_2 \cdot Y_2 + \ldots |\varphi|_n Y_n = \sum_1^n |\varphi_i \cdot Y_i| = [\varphi]\{Y\} \qquad (2.54)$$

cu Y_i amplitudini, funcție de timp, ca coordonate generalizate. Plecând de la această relație, ecuația (2.51) se poate scrie:

$$[m][\varphi]\{\ddot{Y}\} + [C][\varphi]\{\dot{Y}\} + [K][\varphi]\{Y\} = -[m]\{1\}\ddot{u}_b. \qquad (2.55)$$

Înmulțind această ecuație cu vectorul transpus al modului propriu i de vibrație $\{\varphi\}_i^T$, rezultă:

$$\{\varphi\}_i^T \cdot [m][\varphi]\{\ddot{Y}\} + \{\varphi\}_i^T \cdot [C][\varphi]\{\dot{Y}\} + \{\varphi\}_i^T [K][\varphi]\{Y\} = -\{\varphi\}_i^T \cdot [m]\{1\} \cdot \ddot{u}_b. \qquad (2.56)$$

Având în vedere proprietățile de ortogonalitate ale matricei de masă și matricei de rigiditate în raport cu modurile proprii de vibrație

$$\left.\begin{aligned} \{\varphi\}_r^T [m][\varphi]_s = 0 \qquad (2.57)\\ \{\varphi\}_r^T [k][\varphi]_s = 0 \qquad (2.58)\end{aligned}\right\} \text{ pentru } r \neq s$$

toate componentele matricei $\{\varphi\}$ cu excepția celei de modul propriu i în produsele cu matricea de masă și de rigiditate vor dispare. Această simplificare este valabilă și pentru termenul de amortizare

$$\{\varphi\}_r^T [C][\varphi]_s = 0 \quad \text{pentru } r \neq s \qquad (2.59)$$

dacă se admite că se poate exprima matricea de amortizare C ca o combinație liniară a matricelor de masă și de rigiditate:

$$[C] = a \cdot [m] + b\,[k] \qquad (2.60)$$

În final se obține pentru modul propriu de vibrație i ecuația:

$$\{\varphi\}_i^T [m]\{\varphi\}_i \cdot \ddot{Y}_i + \{\varphi\}_i^T [C]\{\varphi\}_i \dot{Y}_i + \{\varphi\}_i^T [K]\{\varphi\}_i Y_i = -\{\varphi\}_i^T [m][1] \cdot \ddot{u}_b \qquad (2.61)$$

care este de fapt ecuația dinamică a unui oscilator simplu de masă m^*, de rigiditate K^* și amortizare C^* impus la o accelerație $\ddot{u}_{bi}$

$$m_i^* \cdot \ddot{Y}_i + C_i^* \cdot \dot{Y}_i + K^* \cdot Y_i = -m_i^* \cdot \ddot{u}_{bi} \tag{2.62}$$

cu:

$$m_i^* = \{\varphi\}_i^T [m] \{\varphi\}_i \tag{2.63}$$

$$C_i = \{\varphi\}_i^T [C] \{\varphi\}_i = 2 \xi_i \omega_c \cdot m_i^* \tag{2.64}$$

$$K_i = \{\varphi\}_i^T [K] \{\varphi\}_i = \omega_c^2 m_i^* \tag{2.65}$$

$$\ddot{u}_{bi} = \frac{1}{m_i^*} \{\varphi\}_i^T [m] [1] \cdot u_b = \gamma_i \ddot{u}_{bi}. \tag{2.66}$$

Împărțind cu m_i^* ecuația (2.62) devine:

$$\ddot{Y}_i + 2 \xi \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -\gamma_i \ddot{u}_{bi} \tag{2.67}$$

cu γ_i factorul de participare la modul de vibrație i.

Cele n ecuații de tipul (2.67) permit determinarea coordonatelor generalizate Y_i pentru cele n moduri de vibrație și cu ecuația (2.54) vectorul de deplasare $\{u\}$ al structurii în fiecare moment t.

2.7. ÎNCĂRCĂRI DATE DE VÂNT (DUPĂ STAS 10101/20-90)

2.7.1. Acțiunea vântului se manifestă prin forțe exterioare, orientate în mod preponderent normal la suprafața expusă, dar având și componente tangențiale importante, în special pentru elementele de suprafață mare.

Forțele aplicate din vânt sunt variabile în timp. Efectul lor se consideră ca suma a două componente, statică și fluctuantă.

Acțiunea fluctuantă a vântului se manifestă prin:

a) fluctuații ale presiunii dinamice, datorită variațiilor de viteză în jurul valorii medii, care conduc la oscilații ale construcțiilor a căror direcție predominantă este apropiată de direcția mediată a scurgerii aerului; la acest mod de manifestare se verifică toate construcțiile sau părți ale acestora conform prevederilor de la pct. 2.7.3. sau Anexa A, iar acțiunea se consideră variabilă conform STAS 10101/OA-77;

b) apariția de forțe alternante, normale pe direcția mediată a scurgerii aerului datorită degajării alternative de vârtejuri în jurul obstacolelor de formă cilindrică sau apropiată de acestea, iar acțiunea se consideră excepțională, conform STAS 10101/OA-77;

c) generarea de oscilații întreținute, fenomene de galopare; la acest mod se verifică structurile care suferă deplasări mari datorită acțiunii vântului.

2.7.2. DIRECȚIA VÂNTULUI

Direcția vântului se consideră orozintală.

În cazurile când panta terenului depășește 30% pe o distanță de minimum 100 m în jurul clădirii, direcția vântului se consideră paralelă cu suprafața terenului. În raport cu construcția, direcția vântului poate să fie orișicare.

2.7.3. FORȚE APLICATE CONSTRUCȚIEI

2.7.3.1. Intensitatea normată a componentei normale la suprafața expusă p_n^n a încărcării din vânt, considerată distribuită se determină cu relația:

$$p_n^n = \beta \cdot c_{ni} \cdot C_h(z) \cdot g_v \tag{2.7.1}$$

în care:

- β – coeficient de rafală conform pct. 2.7.3.9;
- C_{ni} – coeficient aerodinamic pe suprafața i conform pct. 2.7.3.7;
- $C_h(z)$ – coeficient de variație a presiunii în raport cu înălțimea h deasupra terenului liber, conform pct. 2.7.3.5;
- g_v – presiunea dinamică de bază, stabilizată la înălțimea de 10 m deasupra terenului, conform pct. 2.7.3.4.

2.7.3.2. Intensitatea normată a componenței tangențiale la suprafața expusă p_τ^n considerată distribuită, se determină cu relația:

$$p_\tau^n = \beta \cdot c_p \cdot c_h (h_{med})\, g_v \tag{2.7.2}$$

în care:

- c_p – coeficient de frecare egal cu 0,025 cu excepția cazurilor când se fac determinări speciale;
- c_h – (h med), conform pct. 2.7.3.5 în raport cu înălțimea medie deasupra terenului a suprafeței considerate.

2.7.3.3. Forțele aplicate construcțiilor pot fi luate în considerare și prin rezultantele lor, sau prin raportarea la unitatea de lungime a axei acestora. Intensitatea normată a rezultantei încărcări P_t^n se determină cu relația:

$$P_t^n = \beta \cdot c_t \cdot c_h (h_{med}) \cdot g_v \cdot A_t \tag{2.7.3}$$

în care:

- c_t – coeficient aerodinamic al rezultantei conform 2.7.3.8;
- A_t – aria proiecției pe planul perpendicular direcției vântului a suprafeței aferente rezultantei considerate.

2.7.3.4. Presiunea dinamică de bază stabilizată la înălțimea de 10 m deasupra terenului plat, deschis, se calculează cu relația:

$$g_v = \frac{\rho \cdot v_{2m}^2}{2} \qquad (2.7.4)$$

în care:

ρ – densitatea aerului în tone pe m^3;
v_{2m} – viteza medie, mediată pe două minute cu o perioadă de revenire de 10 ani, în m/s;

cu $\rho = 1{,}225 \cdot 10^{-3}$, presiunea dinamică de bază stabilizată se calculează cu:

$$g_v = \frac{v_{2m}^2}{1630} \ (\text{kN/m}^2). \qquad (2.7.5)$$

În funcție de amplasamentul construcției având în vedere hărți de zonare (STAS 10101/20-90) presiunea dinamică stabilizată la înălțimea de 10 m rezultă din tabelul 2.7.1.

Tabelul 2.7.1

Zona	Altitudinea	Viteza mediată pe două minute [m/s]	Presiunea dinamică de bază stabilizată la înălțimea de 10 m deasupra terenului [kN/m^2]
A	800	22	0,30
B	800	26	0,42
C	800	30	0,55
D Zone cu condiții deosebite pentru care se cer date din partea Institutului de Meteorologie și Hidrologie			
E	1000	25	0,40
	1200	27	0,45
	1400	32	0,65
	1600	38	0,90
	1800	42	1,10
	2000	46	1,30
	2200	49	1,50
	2400	52	1,70

2.7.3.5. Variația cu înălțimea a presiunii dinamice de bază. În vederea determinării coeficientului $C_h(z)$ se consideră trei tipuri de amplasamente:

Tip I amplasamente deschise (câmpii, maluri, zone construite cu înălțimi mai mici de 10 m

$$C_h(z) = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.32} \geq 1{,}0. \qquad (2.7.6)$$

Tip II amplasamente din orașe, zone cu masive forestiere, obstacole cu înălțimi peste 10 m

$$C_h(z) = 0{,}65 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.44} \geq 0{,}65. \qquad (2.7.7)$$

Tip III amplasamente în centrul orașelor mari cu majoritatea clădirilor peste 30 m

$$C_h(z) = 0{,}30 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.66} \geq 0{,}30. \qquad (2.7.8)$$

Pentru cele trei tipuri de amplasamente valorilor coeficientul $C_h(z)$ pot fi luate direct din tabelul 2.7.2.

Tabelul 2.7.2

Tipul de amplasament	Înălțimea z deasupra terenului în m								
	10	20	40	60	80	100	150	200	350
	$C_h(z)$								
I	1,00	1,25	1,55	1,75	1,95	2,10	2,40	2,60	3,10
II	0,65	0,90	1,20	1,45	1,65	1,80	2,15	2,45	3,10
III	0,30	0,50	0,75	0,95	1,20	1,35	1,80	2,15	3,10

2.7.3.6. Influența condițiilor de microrelief și de mediu construit. Standardul prescrie reduceri ale presiunii de bază în cazul amplasamentelor adăpostite și majorări în cazul celor expuse. Pentru construcțiile așezate pe bulevarde largi, în piețe, în colțurile străzilor unde se poate produce accelerarea curentului de aer nu se ia în considerare efectul adăpostirii.

2.7.3.7. Coeficientul aerodinamic C_{ni}. Valorile coeficientului C_{ni} sunt date în STAS în tabelul 3 în funcție de profilul contrucției și scheme de încărcare cu vânt. Valorilor pozitive ale coeficientului C_{ni} le corespund presiuni și în acest caz se asociază cu $C_h(z)$, iar celor negative, sucțiuni, și care se asociază cu C_h (h med.) (tabelul 2.7.3).

Din tabelul 3 din STAS au fost reținute numai situațiile care intervin în cazul clădirilor cu multe etaje.

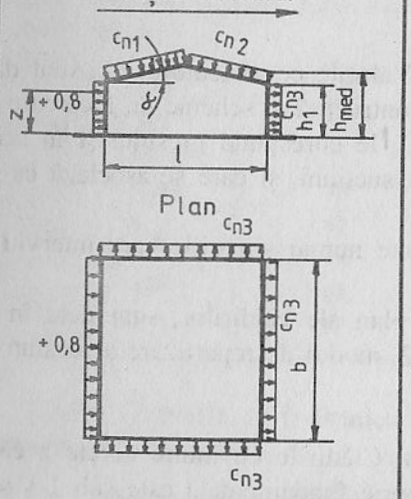
Pentru diferite forme de alcătuire în plan ale clădirilor, sunt date în figura 2.7.1, după recomandarea CECM no 52, modul de repartizare a presiunilor și secțiunilor pe pereții exteriori.

2.7.3.8. Efecte fluctuante ale vântului. Clădirile cu multe nivele a căror înălțime nu depășește 40 m și perioada proprie fundamentală este sub 1 s sunt încadrate în categoria C1 și coeficientul de rafală β are valoarea 1.6.

Clădirile cu multe nivele cu înălțimea mai mare de 40 m și care au o perioadă proprie fundamentală mai mare de 1 s sunt în categoria C2. În categoria C3 sunt cuprinse construcții speciale de tipul antene, turnuri de televiziune etc.

Tabelul 2.7.3

Valorile coeficientului aerodinamic C_{ni}

Nr. crt.	Profilul construcției și scheme de încărcări date de vânt	Indicații pentru definirea coeficientului c_{ni} și folosirea schemelor	
1	2	3	
1	a) *Suprafețe verticale ale pereților liberi:* *– expuse bătăii vântului* *– neexpuse bătăii vântului* b) *Suprafețe verticale sau înclinate cu max. 15° față de verticală ale construcțiilor cu mai multe șiruri de luminatoare și secțiuni complicate (dacă nu corespund schemelor din tabel, iar datele experimentale lipsesc):* *– extremități și ridicături despărțitoare ale suprafeței:* *– expuse bătăii vântului* *– neexpuse bătăii vântului* *– suprafețe intermediare:* *– expuse bătăii vântului* *– neexpuse bătăii vântului*	+ 0,8 – 0,6 + 0,7 – 0,6 + 0,5 – 0,5	
2			

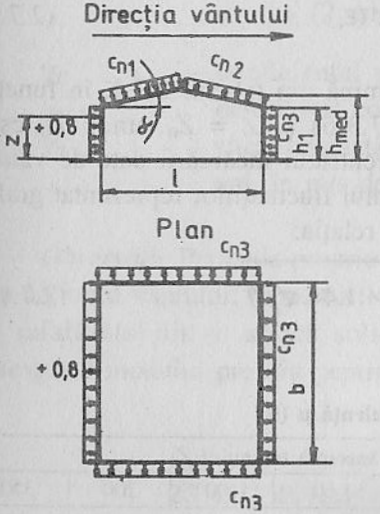
α	h_1/l			
	0,0	0,5	1,0	≥2,0
	c_{n1}			
0°	0,0	–0,6	–0,7	–0,8
20°	+0,2	–0,4	–0,7	–0,8
40°	+0,4	+0,3	–0,2	–0,4
60°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8

h_1/l			
0,0	0,5	1,0	≥2,0
c_{n2}			
–0,4	–0,4	–0,5	–0,8

b/l	h_1/l		
	≤0,5	1,0	≥2,0
	c_{n3}		
≤1	–0,4	–0,5	–0,6
≥2	–0,5	–0,6	–0,6

Coeficientul c_{n3} se referă la toate construcțiile închise cu forma dreptunghiulară în plan.

Valorile coeficientului aerodinamic C_{ni} **Tabelul 2.7.3 (continuare)**

Nr. crt.	Profilul construcției și scheme de încărcări date de vânt	Indicații pentru definirea coeficientului c_{ni} și folosirea schemelor	
1	2	3	
1	a) *Suprafețe verticale ale pereților liberi:* *– expuse bătăii vântului* *– neexpuse bătăii vântului* b) *Suprafețe verticale sau înclinate cu max. 15° față de verticală ale construcțiilor cu mai multe șiruri de luminatoare și secțiuni complicate (dacă nu corespund schemelor din tabel, iar datele experimentale lipsesc):* *– extremități și ridicături despărțitoare ale suprafeței:* *– expuse bătăii vântului* *– neexpuse bătăii vântului* *– suprafețe intermediare:* *– expuse bătăii vântului* *– neexpuse bătăii vântului*	+ 0,8 – 0,6 + 0,7 – 0,6 + 0,5 – 0,5	
2			

α	h_1/l			
	0,0	0,5	1,0	≥2,0
	c_{n1}			
0°	0,0	–0,6	–0,7	–0,8
20°	+0,2	–0,4	–0,7	–0,8
40°	+0,4	+0,3	–0,2	–0,4
60°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8

h_1/l			
0,0	0,5	1,0	≥2,0
c_{n2}			
–0,4	–0,4	–0,5	–0,8

b/l	h_1/l		
	≤0,5	1,0	≥2,0
	c_{n3}		
≤1	–0,4	–0,5	–0,6
≥2	–0,5	–0,6	–0,6

Coeficientul c_{n3} se referă la toate construcțiile închise cu forma dreptunghiulară în plan.

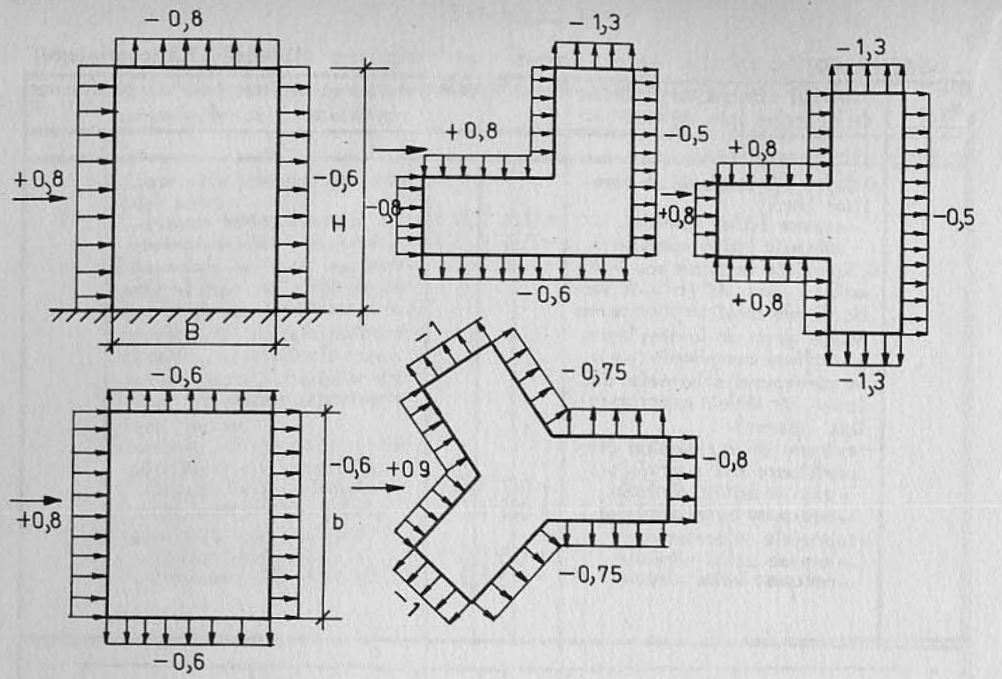


Fig. 2.7.1 Repartizarea presiunilor pentru diferite forme de alcătuire în plan a clădirilor

În cazul clădirilor din categoria C2 componentele statică și fluctuantă ale vântului se iau în considerare împreună iar coeficientul de rafală β se determină cu relația:

$$\beta = 1 + \mu\ (20)\ \beta_0\ (\varepsilon_1) \qquad (2.7.9)$$

în care:

μ (20) – factor de turbulență ce se determină din tabelul 2.7.4, în funcție de tipul de amplasament (2.7.3.6) și $Z = Z_0$, unde Z_0 este înălțimea deasupra terenului a centrului încărcării date de vânt;

β (ε) – coeficient de amplificare a efectului fluctuațiilor reprezentat grafic în figura 2.7.2 se determină cu relația:

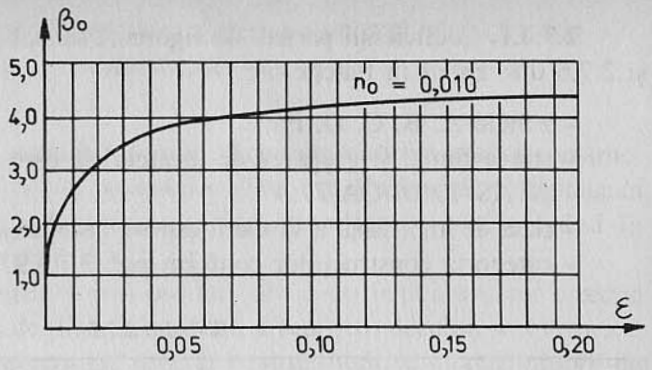
$$\beta(\varepsilon) = \sqrt{\frac{0{,}475}{n_0}\ \varepsilon_I^{0{,}63} + 1 - 1{,}44\ \varepsilon_I^{0{,}76}} \qquad (2.7.10)$$

Tabelul 2.7.4

Valorile factorului de turbulență μ (0)

Tipul de amplasament	Înălțimea deasupra terenului Z_0						
	10	20	40	60	100	200	350
	Factor de turbulență μ (z)						
I	0,60	0,55	0,48	0,46	0,42	0,38	0,35
II	0,88	0,75	0,65	0,60	0,54	0,46	0,40
III	1,62	1,29	1,02	0,90	0,76	0,60	0,50

Fig. 2.7.2. Variația coeficientului de amplificare β (ε)



n_0 – fracțiunea de amortizare critică, care în absența unor date mai precise, pentru construcțiile înalte cu structuri din oțel se poate lua $n_0 = 0{,}010$;

ε_1 – coeficient ce se determină cu relația:

$$\varepsilon_I = \frac{T_I \cdot v_0\ (2\ \text{min})}{1200} \qquad (2.7.11)$$

T_1 – perioada proprie fundamentală de oscilație a structurii considerate;

v_0 (2 min) – viteza de calcul a vântului, (viteza mediată pe două minute, în [m/s] determinată cu relația:

$$v_0\ (2\ \text{min}) = \sqrt{\gamma_F} \cdot v_{2\text{m}}\ \ [\text{m/s}] \qquad (2.7.12)$$

γ_F – coeficientul parțial de siguranță pentru acțiunea vântului, determinat conform pct. 2.7.4.

$v_{2\ m}$ – viteza mediată pe două minute cu perioada de revenire de 10 ani, în m/s determinată conform pct. 2.7.3.4.

Observații. Perioada proprie T_I se consideră pentru elementul care oscilează sub acțiunea vântului, (construcția în ansamblu sau o parte a ei), iar coeficientul de rafală stabilit se aplică solicitărilor, deformațiilor sau deplasărilor care corespund modului propriu pentru care s-a determinat perioada T_I.

2.7.4. COEFICIENȚII PARȚIALI DE SIGURANȚĂ

Coeficienții parțiali de siguranță multiplică intensitatea normată a încărcării date de vânt, (determinată conform 2.7.3) în vederea obținerii intensităților de calcul ale acestei încărcări.

2.7.4.1. Coeficienții parțiali de siguranță se stabilesc conform tabelelor 2.7.5 și 2.7.6 diferențiat în funcție de:

- zonele A, B, C, D, E;
- starea limită și gruparea de încărcări la care se face verificarea conform STAS 10101/OA-77;
- clasa de importanță a structurii expuse, determinată conform STAS 10100/0-75;
- categoria construcțiilor conform pct. 2.7.3.9.

Tabelul 2.7.5

Stările limită și grupările de încărcări	Simbolul coeficient parțial de siguranță	Zonele STAS Fig. 1	
		A, B, C	D, E
Stările limită ultime de rezistență și stabilitate sub acțiunea grupărilor fundamentale	γ_f	γ_a	γ_b
Stările limită ale exploatării normale sub efectul încărcărilor totale de exploatare	γ_0	γ_c	γ_d
Stările limită ale exploatării normale sub efecte de durată Stările limită ultime sub acțiunea grupărilor speciale în care acțiunea vântului joacă un rol secundar	γ_1	γ_e	γ_f
Starea limită ultimă de oboseală	γ_2	0	0,2

Tabelul 2.7.6

Felul construcției	Clasa de import. a constr.	γ_a	γ_b	γ_c	γ_d	γ_e	γ_f
Construcții curente puțin sensibile la acțiunea vântului categoria C1	I	1,60	1,80	1,40	1,60	0,40	0,60
	II	1,40	1,60	1,20	1,40	0,35	0,55
	III	1,20	1,40	1,00	1,20	0,30	0,50
	IV	1,05	1,25	0,85	1,05	0,25	0,45
	V	0,90	1,10	–	–	–	–
Construcții sensibile la acțiunea vântului categoria C2 și C3	I	2,00	2,20	1,50	1,70	0,40	0,60
	II	1,75	1,95	1,30	1,50	0,35	0,55
	III	1,50	1,70	1,10	1,30	0,30	0,50
	IV	1,30	1,50	0,90	1,10	0,25	0,45

2.7.4.2. În cazul elementelor ușoare, (elemente de închidere etc.) la care solicitările sunt determinate practic numai din acțiunea vântului, valorile din tabelul 2.7.6 se sporesc cu 50%.

2.7.5. METODA ANALITICĂ DE EVALUARE A EFECTELOR ACȚIUNII VÂNTULUI

2.7.5.1. Componentele acțiunii vântului. Acțiunea vântului asupra construcțiilor se determină ca sumă a componentelor statică și fluctuantă. Componenta statică corespunde presiunii dinamice de bază stabilizate (2.7.3), luând în considerare coeficientul de rafală $\beta = 1$.

Efectul fluctuant, manifestat prin oscilații ale construcției, a căror direcție predominantă este apropiată de direcția mediată a scurgerii aerului, se evaluează prin forțe de inerție care se determină separat pentru diferitele moduri proprii de oscilație.

Pentru sisteme dinamice cu număr finit de grade de libertate, forța de inerție normată corespunzătoare gradului de libertate k și modului propriu de oscilație r, P^n_{kr} se determină cu relația:

$$P^n_{kr} = m_k \cdot W^n_{kr} \quad \text{(kN)} \tag{2.7.13}$$

în care:

m_k = masa corespunzătoare gradului de libertate k, în tone;

W^n_{kr} – accelerația normată corespunzătoare gradului de libertate k și modului propriu r, în m/s², determinată de relația:

$$W^n_{kr} = \beta_r \cdot \theta_{kr} \cdot g_v \tag{2.7.14}$$

în care:

β_r – coeficient dinamic, corespunzător modului propriu r, determinat conform (2.6.5.2);

θ_{kr} – factor de formă proprie, determinat conform (2.6.5.3);

g_v – presiunea dinamică de bază stabilită în kN/m², determinată conform pct. 3.4.

2.7.5.2. Coeficientul dinamic, $\beta_r = \beta_r(\varepsilon_r)$ care se determină cu relația 2.7.10 pentru ε_r din (2.7.15)

$$\varepsilon = \varepsilon_r = \frac{T_r \cdot v_0\,(2\text{ min})}{1200} \tag{2.7.15}$$

în care:

T_r – perioada proprie de ordinul r a structurii considerate, în secunde;

v_0 (2 min.) – viteza de calcul a vântului, în m/s, determinată cu relația (2.7.12).

Din diagrama prezentată în figura 2.7.2 rezultă valoarea coeficientului dinamic în funcție de ε pentru $n = 0{,}01$ corespunzător structurilor metalice.

2.7.5.3. Factorul de formă proprie θ_{kr} se obține cu relația:

$$\theta_{kr} = \frac{v_{kr} \cdot p_r}{\sum m_k \cdot v^2_{kr}} \tag{2.7.16}$$

care:

p_r – factorul de participare care pentru construcțiile înalte se admite a fi determinat pentru modul fundamental p_1, cu relația simplificată (2.7.17)

$$p_1 = \Sigma\, A_k \cdot C_{tk} \cdot C_h\,(z)\, \nu_{kr} \cdot \mu_k \cdot \nu \qquad (2.7.17)$$

ν_{kr} – deplasări corespunzătoare modului r după gradul de libertate k;

A_k – aria expusă în m^2, aferentă gradului de libertate k;

C_{tk} – coeficientul din tabelul 2.7.3 corespunzător ariei, aferent gradului de libertate k;

$C_h\,(Z_k)$ – coeficientul C_h (2.7.3.5) corespunzător cotei Z_k a centrului ariei A_k;

μ_k – factor de turbulență (tabelul 2.7.4) corespunzător cotei Z_k;

ν – coeficient care se referă la corelația spațială a rafalelor de vânt. Valorile coeficientului se iau din tabelul 2.7.7 și tabelul 2.7.8 pentru clădiri extinse în plan.

Tabelul 2.7.7

ε_1	Înălțimea construcției în metri					
	45	60	120	200	300	450
	Coeficientul ν					
0,05	0,70	0,65	0,60	0,55	0,45	–
0,10	–	0,75	0,65	0,60	0,50	0,40
0,20	–	–	0,75	0,70	0,60	0,50

Tabelul 2.7.8

Raportul între lungimea și înălțimea clădirii	ε_1	Înălțimea clădirii în metri				
		30	40	50	90	120
		Coeficientul ν				
0,5	0,01	0,57	0,54	0,52	0,46	0,42
	0,05	0,53	0,48	0,46	0,38	0,35
	0,10	0,53	0,49	0,47	0,40	0,36
1	0,01	0,53	0,49	0,47	0,40	0,36
	0,05	0,47	0,42	0,40	0,33	0,30
2	0,01	0,47	0,43	0,41	0,33	0,30
	0,05	0,40	0,36	0,34	0,27	0,24
3	0,01	0,43	0,39	0,37	0,29	0,26
	0,05	0,36	0,32	0,30	0,24	0,21

2.7.6. COMPUNEREA EFECTELOR

Efectele totale ale componentei statice și ale componentei fluctuante se determină cu relația:

$$N^n = N^{n\,(st)} \pm N^{n\,(fl)} \qquad (2.7.18)$$

în care:

N^n – un efect de o anumită natură (efort, deplasare etc.);

$N^{n\,(st)}$ – componenta statică a efectului respectiv;

$N^{n\,(fl)}$ – componenta fluctuantă a efectului respectiv, care se determină cu relația:

$$N^{n\,(fl)} = \sqrt{\sum\,(N_r^n)^2} \qquad (2.7.19)$$

în care:

N_r^n sunt componentele fluctuante ale efectului respectiv, corespunzătoare modurilor proprii determinate pe baza forțelor P_r^n obținute cu relația (2.7.13).

2.7.7. VERIFICAREA LA REZONANȚĂ A CONSTRUCȚIILOR

Construcțiile de formă cilindrică se verifică la rezonanță separat pentru diferitele moduri proprii r, în cazul când sunt îndeplinite condițiile:

$$\frac{V_0\,(2\text{ min})}{2} \le v_{cr,r} \le 25\ [\text{m/s}] \qquad (2.7.20)$$

în care:

v_0 (2 min.) – din relația (2.7.12)

$v_{cr,r}$ – viteza critică a vântului corespunzătoare modului propriu r, determinată cu relația:

$$v_{cr,r} = \frac{d}{T_r \cdot S_h} \qquad (2.7.21)$$

d – diametrul construcției;

T_r – perioada proprie de ordinul r a construcției;

S_h – numărul Strouhal, pentru construcții circulare egal cu 0,2.

Forțele aerodinamice, distribuite pe unitatea de lungime P_{kr}^r, în punctele k după modurile r se determină cu relația:

$$P_{kr}^{(r)} = P_r^{(0)}\,\frac{\nu_{kr}}{\nu_{nr}} \qquad (2.7.22)$$

în care:

v_{kr} – deplasările după gradele de libertate r, corespunzătoare modului propriu r;

v_{nr} – deplasarea la vârf ($k = n$) corespunzătoare modului propriu r;

$P_r^{(0)}$ – amplitudinea intensității la nivelul extremității libere care se determină cu relația:

$$P_r^{(0)} = C_y \cdot g_{cr,r} \cdot d \qquad (2.7.23)$$

$C_y \cong 0{,}25$ coeficientul forței transversale

$$g_{cr,r} = \frac{v_{cr,r}^2}{1\,630}. \qquad (2.7.24)$$

Efectele rezonanței $N^{(r)}$ (eforturi, deplasări) se determină cu relația:

$$N^{(r)} = \frac{\pi}{\delta} N^{(S)} \qquad (2.7.25)$$

în care:

$N^{(S)}$ – efectul forțelor $P_{kr}^{(r)}$ aplicate static;

δ = 25 n_0, decrementul logaritmic cu $n_0 = 0{,}010$.

În cazul rezonanței, efectele N ale acțiunii vântului (eforturi, deplasări etc.) se determină cu relația:

$$N = \sqrt{N^{(r)^2} + N^{(cr)^2}} \qquad (2.7.26)$$

în care:

$N^{(r)}$ – efectul rezonanței, conform relației

$N^{(cr)} = | N^{(st)} | + | N^{(fl)} |$ – efectul total al acțiunii vântului, în planul de scurgere a aerului (componentele statică și dinamică) corespunzând unei presiuni dinamice de bază egală cu $g_{cr,r}$.

2.8. ACȚIUNEA VÂNTULUI, DUPĂ EUROCODE 1-1993

2.8.1. PRESIUNEA DE REFERINȚĂ q_{ref}

Presiunea de referință rezultă din

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 \quad \text{cu} \quad \rho = 1{,}25 \text{ kg/m}^3 \qquad (2.8.1)$$

$$v_{ref} = v_{ref} \times C_{dir} \times C_{tem} \times C_{alt}$$

în care:

v_{ref} – este valoarea de bază a vitezei vântului determinată la o înălțime de 10 m în funcție de rugozitatea terenului;

C_{dir} – este factorul de direcție;

C_{tem} – este factorul temperaturii;

C_{alt} – este factorul de altitudine.

Cei trei coeficienți în cele mai multe norme naționale se iau egali cu unitatea.

În anexa A sunt date vitezele de referință în țările comunității europene:

2.8.2. PRESIUNEA VÂNTULUI PE SUPRAFEȚE

a) Presiunea exterioară

$$W_r = q_{ref} \times C_0 (Z_0) \times C_{pe} \qquad (2.8.2)$$

cu:

$C_0 (Z)$ – coeficientul de expunere în funcție de teren și înălțimea (z) față de bază;

C_{pe} – coeficientul presiunii exterioare conform (2.8.4.5).

b) presiunea interioară

$$W_i = q_{ref} \times C_0 (Z) \times C_{pi} \qquad (2.8.3)$$

C_{pi} – coeficientul presiunii interioare conform (2.8.4.5).

c) presiune netă rezultă din însumarea presiunilor exterioare și interioare.

În figura 2.8.1 sunt prezentate cele două situații când presiunea interioară este pozitivă sau negativă.

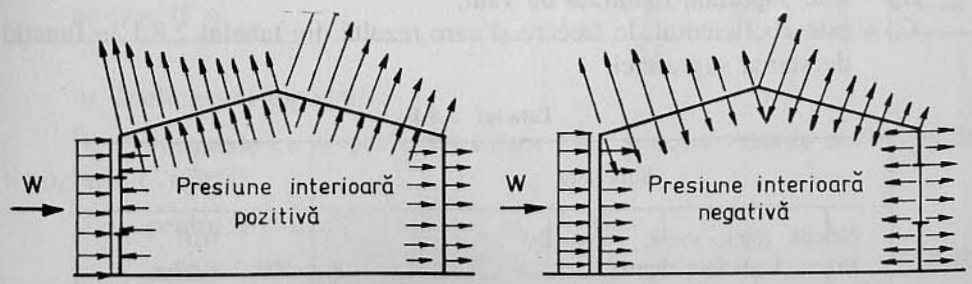


Fig. 2.8.1. Presiune exterioară și interioară

2.8.3.1. Forțele de presiune. Forțele din vânt care acționează asupra structurii și asupra elementelor componente pot fi determinate pe două căi:

- ca valoare minimă a forței globale F_w;
- ca sumă a presiunilor pe suprafețele construcției și a elementelor componente F_{wj}, și care nu este sensibilă la răspunsul dinamic al structurii ($C_d \leq 1\ 2$).

a) Forța globală F_w

$$F_w = q_{ref} \times C_0\ (z_0) \times C_d \times C_f \times A_{ref} \qquad (2.8.4)$$

b) Forța F_{wj}

$$F_{wj} = q_{ref} \times C_0\ (z_j) \times C_d \times C_{fy} \times A_j \qquad (2.8.5)$$

în care:

z_j – este înălțimea centrului de greutate a suprafeței A_j;
C_f – coeficientul forței corespunzătoare suprafeței A_j;
A_j – suprafața corespunzătoare.

c) Efectul torsiunii este luat în considerare prin excentricitatea e (fig. 2.8.2), cu $e = b/10$; b este lățimea perpendiculară pe direcția vântului.

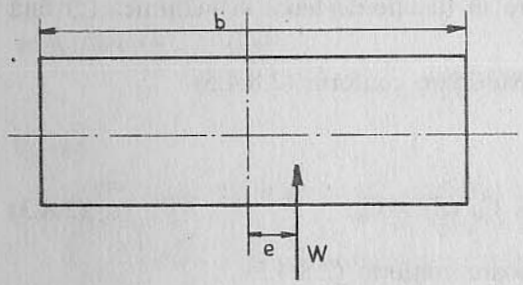


Fig. 2.8.2. Efectul torsiunii

2.8.3.2. Forțe tangențiale din frecare. La construcțiile la care suprafețe mari sunt supuse unor forțe de frecare din vânt, acestea rezultă din:

$$F_{tf} = q_{ref} \times C_0\ (x_0) \times C_{tf} \times A_{tf} \qquad (2.8.6)$$

în care:

A_{tf} – este suprafața măturată de vânt:
C_{tf} – este coeficientul de frecare și care rezultă din tabelul 2.8.1 în funcție de starea suprafeței.

Tabelul 2.8.1

Suprafața	C_{tf}
Netedă (oțel, sticlă, beton lis)	0,01
Rugoasă (beton rugos)	0,02
Foarte rugoasă (striată, nervurată)	0,04

2.8.3.3. Coeficientul forței vântului. Pentru definirea coeficientului forței vântului $C_e\ (z)$ este necesară stabilirea valorii maximale a vitezei caracteristice a vântului $v_m\ (z)$ din relația:

$$v_m\ (z) = C_r\ (z)\ C_t\ (z)\ v_{ref} \qquad (2.8.7)$$

în care:

$C_r\ (z)$ – este coeficientul de rugozitate
$C_t\ (z)$ – este coeficientul topografic

a) Coeficientul de rugozitate $C_r\ (z)$ este în funcție de clasa de rugozitate a terenului și de înălțimea z deasupra nivelului $z = 0$.

Valoarea coeficientului $C_r\ (z)$ este definită prin:

– pentru $z_{min} < z < 200$ m

$$C_r\ (z) = K_r \times \ln\ (z/z_0); \qquad (2.8.8)$$

– pentru $z < z_{min}$

$$C_r\ (z) = C_r(z_{min}) \qquad (2.8.9)$$

în care:

K_r – factor de teren;
z_{min} – înălțimea minimă.

Valorile acestor parametri sunt date în tabelul 2.8.2 și depind de categoria terenului.

Tabelul 2.8.2

	Categoria terenului	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	ε
I	Malul mării sau a unei ape cu o lățime de cel puțin 5 km	0,17	0,01	2	0,13
II	Zonă rurală cu clădiri și arbori izolați	0,19	0,05	4	0,26
III	Zonă urbană sau zonă forestieră	0,22	0,30	8	0,37
IV	Zonă urbană la care cel puțin 15% din suprafața construită sunt clădiri cu înălțimi care depășesc 15 m	0,24	1,00	16	0,46

b) Coeficientul topografic

În conformitate cu notațiile din figura 2.8.3 și 2.8.4 valorile coeficientului topografic C_t rezultă:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{pentru } \phi < 0{,}05 & C_t = 1 \\ \text{pentru } 0{,}05 < \phi < 0{,}3 \text{ cu } L_e = L & C_t = 1 + 2\ s\phi \\ \text{pentru } \phi > 0{,}3 \text{ cu } L_e = H/0{,}3 & C_t = 1 + 0{,}6\ s \end{array}\right\} \qquad (2.8.10)$$

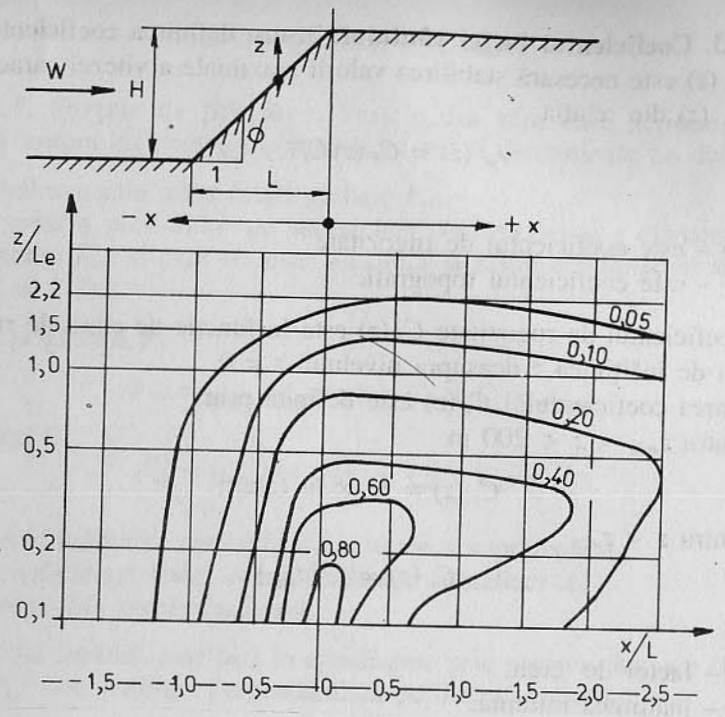


Fig. 2.8.3. Coeficientul topografic

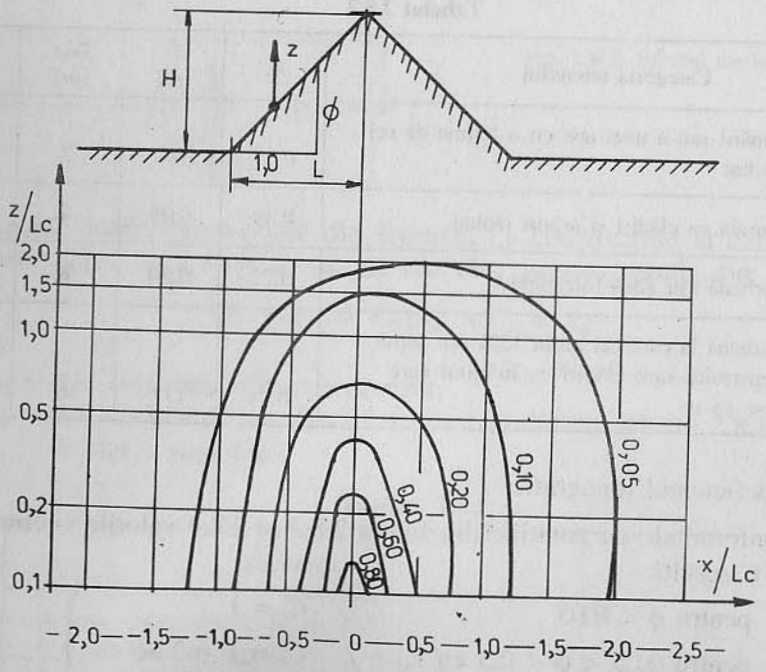


Fig. 2.8.4. Coeficientul topografic

în care:

$$\phi = H/L$$

x – este distanța amplasamentului față de creasta dealului;
z – este înălțimea amplasamentului față de bază;
s – rezultă din diagramele din figura 2.8.2 și 2.8.3 în funcție de z/L_c și x/L_c

c) Coeficientul de expunere $C_e(z)$

Coeficientul de expunere $C_e(z)$ depinde de rugozitatea terenului, de topografie, de înălțimea deasupra bazei, de turbulență și este definită prin relația:

$$C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z)\,[1 + 2gI_v(z)] \qquad (2.8.11)$$

în care:

g – factor de viteză
$I_v(z)$ – intensitatea turbulenței, rezultă din

$$I_v(z) = \frac{K_r}{C_r(z) \times C_1(z)} \qquad (2.8.12)$$

cu: $g = 3{,}5$ relația (2.8.11) devine:

$$C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z)\left[1 + \frac{7 \cdot K_r}{C_r(z) \times C_t(z)}\right]. \qquad (2.8.13)$$

Pentru un teren plat cu $C_t(z) = 1$ în diagrama din (fig. 2.8.5) este dată variația coeficientului de expunere $C_e(z)$ în funcție de înălțimea z în [m] pentru cele patru categorii de teren.

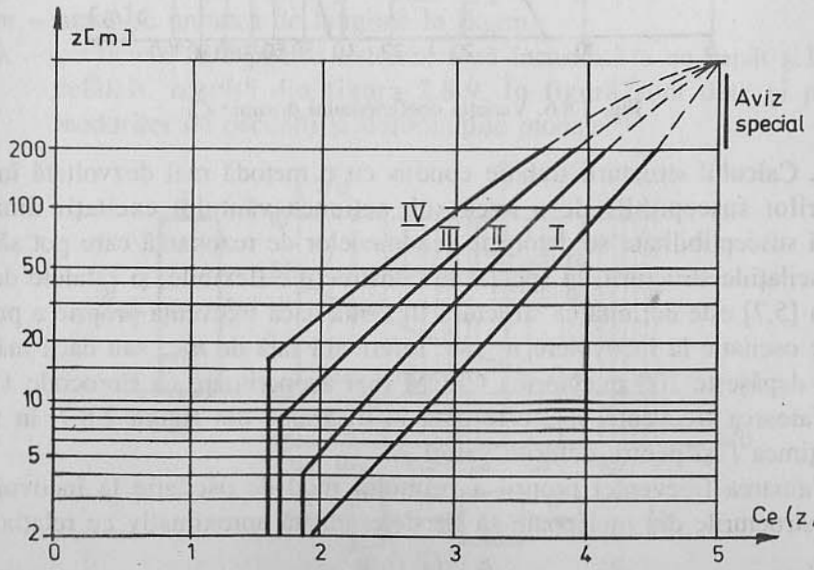


Fig. 2.8.5. Variația coeficientului de expunere $C_e(z)$

2.8.4. CALCULUL CONSTRUCȚIILOR DIN ACȚIUNEA VÂNTULUI

a. Calculul construcției din acțiunea vântului poate să fie condus cu o metodă simplă care poate să fie aplicată unei structuri care nu este susceptibilă unei excitații dinamice. Efectul dinamic al acțiunii vântului este prins printr-un factor dinamic C_d a cărui valoare depinde de tipul structurii (oțel, beton, structură mixtă), de înălțimea și de lățimea clădirii.

Această metodă poate să fie aplicată la calcul unor clădiri cu o înălțime mai mică de 200 m. Valoarea coeficientului dinamic C_d pentru clădirile cu structura din oțel rezultă din diagrama din figura 2.8.6.

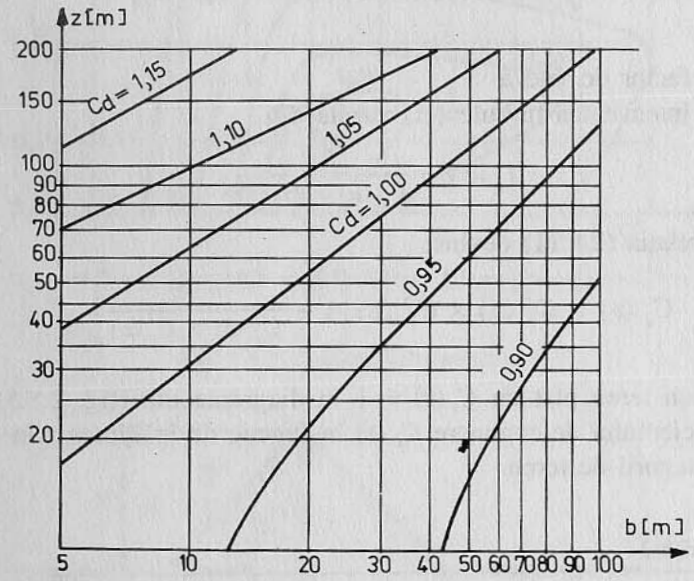


Fig. 2.8.6. Variația coeficientului dinamic C_d

b. Calculul structurii trebuie condus cu o metodă mai dezvoltată în cazul structurilor susceptibile de a avea sub acțiunea vântului excitații dinamice. Această susceptibilitate se datorește fenomenelor de rezonanță care pot să apară între oscilațiile structurii, în special la construcțiile flexibile, și rafalele de vânt.

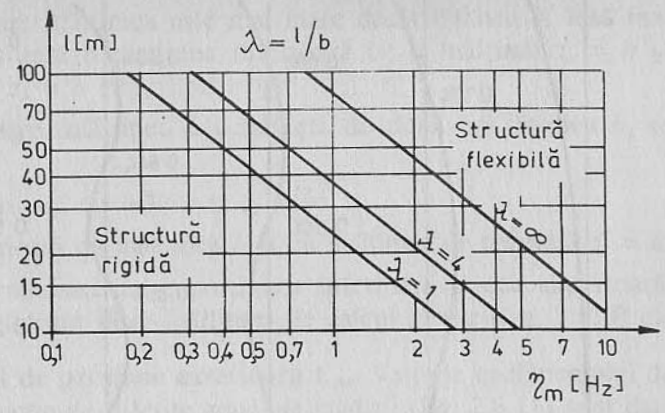
În [5.7] este definită ca structură flexibilă dacă frecvența proprie a primului mod de oscilație la încovoiere n_1 este inferioară față de n_{lim}, sau dacă înălțimea clădirii depășește 100 m (Norma CECM mai acoperitoare ca Eurocode 1).

Valoarea frecvenței n_{lim} este dată în diagrama din figura 2.8.7, în funcție de înălțimea l și pentru deferite valori λ.

Valoarea frecvenței proprii a primului mod de oscilație la încovoiere n_1 pentru structurile din oțel poate să fie determinată aproximativ cu relația:

$$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0{,}1\,H} \quad \text{în [Hz]} \tag{2.8.14}$$

Fig. 2.8.7. Valoarea frecvenței n_{lim}



în care:

d – este dimensiunea în plan a clădirii în direcția considerată a oscilațiilor (în direcția vântului)

H – înălțimea totală a construcției.

Cu o bună aproximație distingerea între structurile rigide și cele flexibile se poate face folosind diagrama din figura 2.8.8.

Frecvența proprie în modul r de oscilație la încovoiere a unei structuri înalte, de masă și inerție constante pe înălțime, se obține cu relația:

$$n_r = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{EI}{mH^4}} \tag{2.8.15}$$

în care:

E – este modulul de elasticitate în [N/m^2];

I – este momentul de inerție al secțiunii transversale în [m^4];

H – este înălțimea structurii în [m];

m – masa pe unitatea de lungime în [kg/m];

λ – coeficient care pentru sistemul bară încastrată la un capăt și liberă la celălalt, rezultă din figura 2.8.9. În figură sunt date și pozițiile modurilor de oscilații și deformațiile modale.

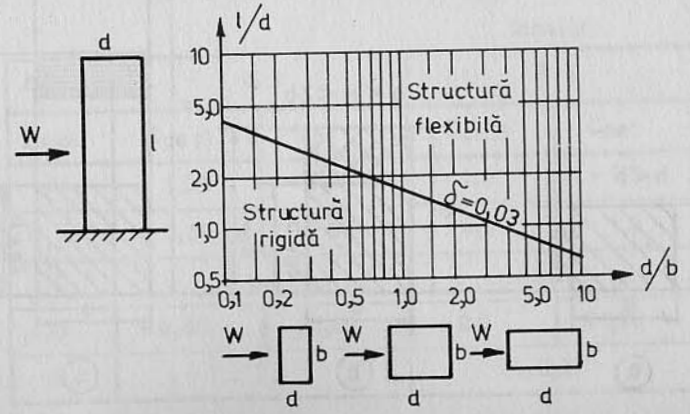
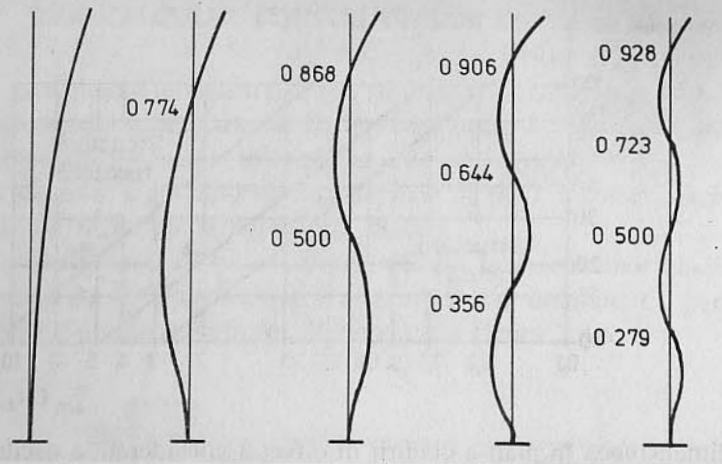


Fig. 2.8.8. Diagrama care caracterizează tipul structurii



r = 1	r = 2	r = 3	r = 4	r = 5	r > 5
$\lambda = 3{,}52$	$\lambda = 22{,}4$	$\lambda = 61{,}7$	$\lambda = 121{,}0$	$\lambda = 200{,}0$	$\left[(2r-1)\frac{\pi}{2}\right]^2$

Fig. 2.8.9. Valorile coeficienților λ

2.8.4.1. Înălțimea de referință. Pentru clădirile în plan de formă dreptunghiulară, înălțimea de referință rezultă din figura 2.8.10.

a) La clădirile la care înălțimea este mai mică decât lățimea b, se consideră $z_e = h$ (fig. 2.8.10 a).

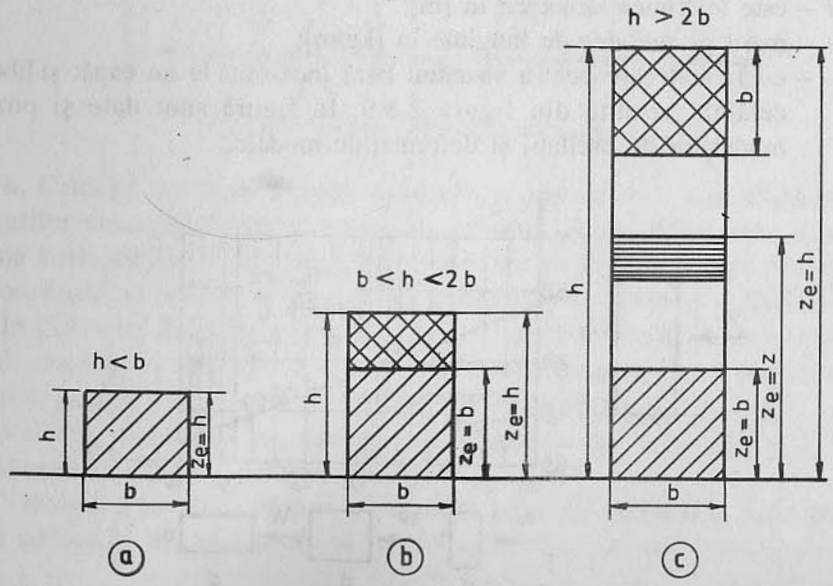


Fig. 2.8.10. Înălțimi de referință

b) La clădirile la care înălțimea este mai mare decât lățimea b, însă mai mică decât 2 b, se consideră o porțiune inferioară cu o înălțime $z_e = b$ și porțiunea de deasupra cu $z_h = h$ (fig. 2.8.10 b).

c) La clădirile la care înălțimea h depășește de două ori lățimea b, se consideră:

C1) o porțiune inferioară cu înălțimea $z_e = b$;

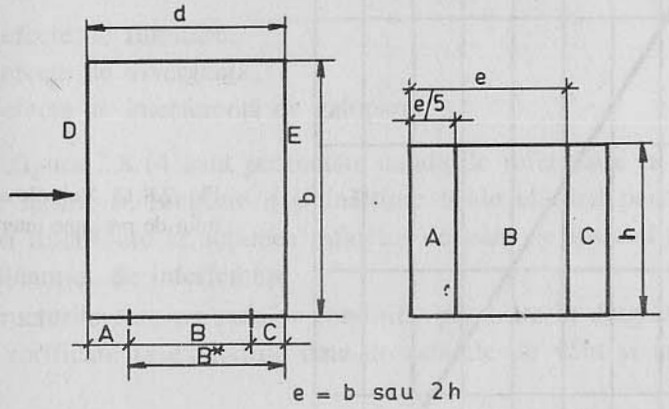
C2) o porțiune superioară cu înălțimea b și cu înălțimea de referință $z_e = h$;

C3) porțiunea intermediară între porțiunea inferioară și cea superioară, împărțită în fâșii, pentru fiecare fâșie înălțimea de calcul $z_e = z$ (fig. 2.8.10 c).

2.8.4.2. Coeficientul de presiune exterioară C_{pe}. Valorile coeficientului de presiune exterioară, în funcție de diferite zone ale clădirii (fig. 2.8.11) sunt date în tabelul atașat figurii, în funcție de valoarea raportului d/h.

Relația dintre C_{pe1} (presiunea exterioară pe 1 m^2) și C_{pe10}, presiunea pe o suprafață de 10 m^2 este prezentată în fig. 2.8.12.

2.8.4.3. Coeficientul de presiune interioară C_{pi}. Valorile coeficientului presiunii interioare depind de valoarea raportului μ dintre deschiderile din peretele



Tabelul

d/h	≤ 1		≥ 4	
Zona	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
A	− 1,00	− 1,30	− 1,0	− 1,3
B, B*	− 0,80	− 1,00	− 0,8	− 1,0
C	− 0,5		− 0,5	
D	+ 0,80	+ 1,00	+ 0,6	+ 1,00
E	− 0,3		− 0,3	

Fig. 2.8.11. Valorile coeficientului de presiune exterioară C_{pe}

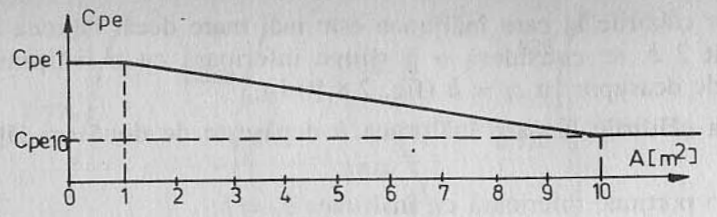


Fig. 2.8.12. Relația $C_{pe,1m}2/C_{pe,10m}2$

opus vântului și din pereții laterali (paraleli cu direcția vântului), față de deschiderile din cei patru pereți. În diagrama din fig. 2.8.13 este prezentată dependența presiuni C_{pi} de valoarea raportului μ.

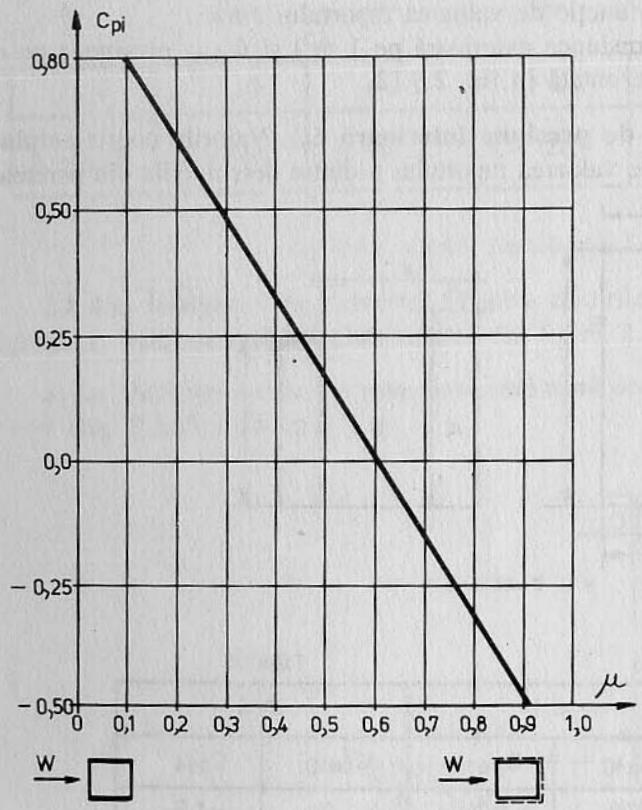


Fig. 2.8.13. Valorile coeficientului de presiune interioară C_{pi}

2.8.5. EFECTE DINAMICE ȘI DE INSTABILITATE

În cazul structurilor zvelte poate interveni unul din următoarele fenomene dinamice și de instabilitate:

- efectul rafalelor de vânt;
- efecte de galopare;

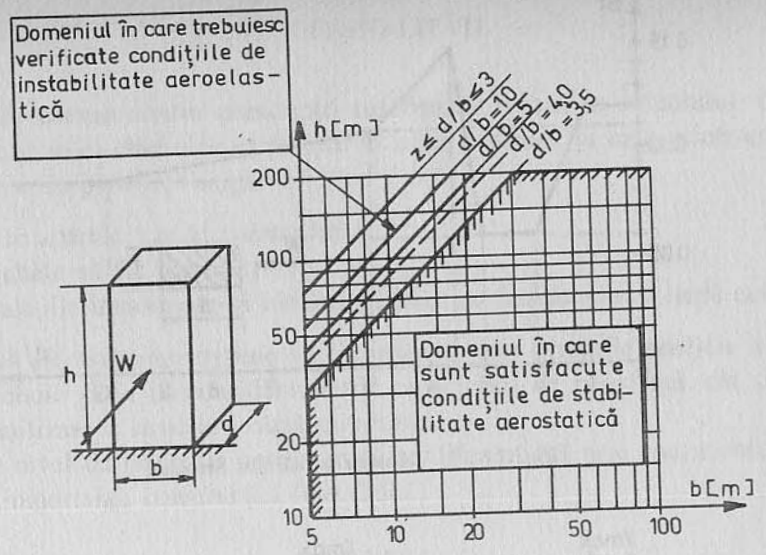


Fig. 2.8.14. Condiții pentru verificarea la acțiunea rafalelor de vânt

- efecte de fluturare;
- efecte de divergență;
- efecte de interferență de galopare.

În figura 2.8.14 sunt prezentate condițiile referitoare la dimensiunile geometrice: lățime b, lungime d și înălțime h ale clădirii pentru care se impun verificări referitoare la acțiunea rafalelor de vânt de instabilitate aeroelastică și efecte dinamice de interferențe.

Structurile care nu satisfac condițiile precizate în diagrama din fig. 2.8.13, trebuie verificate la excitațiile date de rafalele de vânt și la alte efecte aeroelastice.

Viteza critică a vântului rezultă din relația:

$$V_{cr} = \frac{b \cdot n_{ij}}{S_t} \qquad (2.8.16)$$

în care:

b – este lățimea secțiunii transversale. Pentru secțiunile circulare $b = d$;

n_{ij} – este frecvența naturală a modului i de vibrație. Pentru clădirile cu multe nivele se poate lua:

$$n_{ij} = \frac{46}{H} \quad [H_z] \qquad (2.8.17)$$

cu H, înălțimea structurii în [m].

S_t – este numărul Strouhal. Valoarea S_t, în funcție de raportul d/b rezultă din diagrama din fig. 2.8.15.

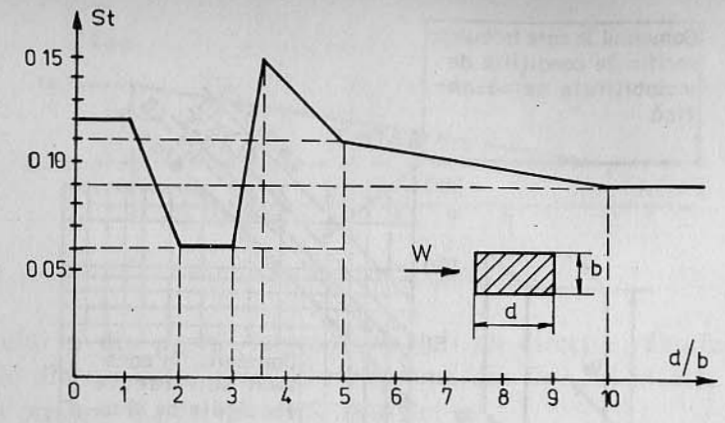


Fig. 2.8.15. Valoarea numărului Strouhal

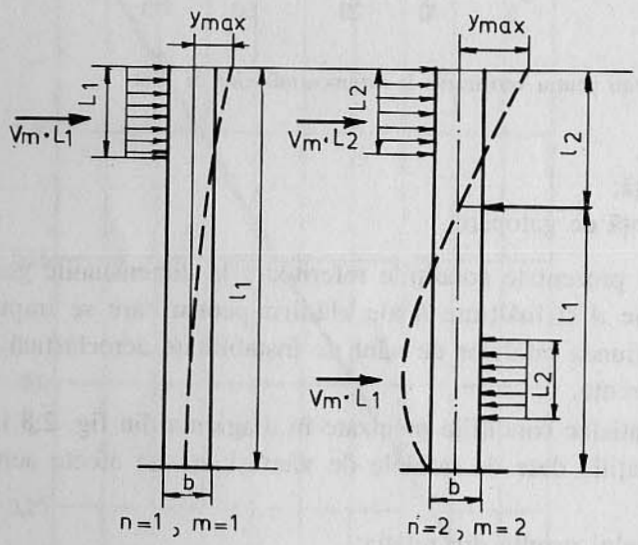


Fig. 2.8.16. Lungimea L_i

Relația (2.8.16) trebuie să respecte condiția:

$$V_{cr} > 1{,}25\ V_{m.\,Li} \qquad (2.8.18)$$

cu V_m din relația (2.8.7) corelată cu lungimea L_i, așa cum rezultă din figura 2.8.16.

2.9. ACȚIUNEA SEISMICĂ

Sunt prezentate succint, în paralel, normativul românesc P. 100-92 [2. 8] și norma comunității europene Eurocode 8 [2. 9].

Prezentarea se referă la problemele generale privind proiectarea antiseismică a construcțiilor, cu sublinierea prevederilor specifice construcțiilor cu structuri de rezistență din oțel.

2.9.1. GENERALITĂȚI

Ambele norme conțin prescripții referitoare la bazele calculului, dimensionării și execuției clădirilor executate în zone seismice și care printr-un nivel de protecție corespunzător asigură:

- să fie apărate viețile oamenilor;
- pagubele să fie limitate;
- instalațiile importante să rămână în stare de funcționare și după cutremur.

Nivelul de asigurare trebuie să fie orientat spre urmările posibile ale unei cedări și trebuie să ia în considerare atât capacitatea de rezistență, cât și capacitatea de utilizare a structurii după cutremur.

Acest nivel de protecție antiseismică se diferențiază prin coeficientul α, în funcție de importanța construcției (tab. 2.9.1)

Tabelul 2.9.1

Clasa de importanță a clădirii		α
I	Construcții de importanță vitală pentru societate a căror funcționalitate în timpul și imediat după cutremur trebuie să fie asigurată integral	1,4
II	Construcții de importanță deosebită în care se impune limitarea avariilor după cutremur	1,2
III	Construcții de importanță normală	1,0
IV	Construcții de importanță redusă	0,8

Capacitatea de rezistență, exprimată prin starea limită ultimă de rezistență, implică condițiile ca structura să fie astfel calculată, dimensionată și executată încât să reziste la acțiunea seismică fără cedări locale sau globale și să-și mențină capacitatea de rezistență și după cutremur.

Capacitatea de utilizare implică condițiile ca structura în ansamblu, elementele de rezistență cât și cele neportante să fie astfel proiectate încât eventuale defecte ivite după cutremur să nu împiedice exploatarea construcției în continuare.

2.9.2. CONDIȚII PENTRU CAPACITATEA DE REZISTENȚĂ

Structura în ansamblul ei și părțile componente, sub acțiunea solicitărilor determinate în ipoteza de încărcări excepționale, trebuie să aibă o rezistență și o ductilitate suficientă. La verificările de rezistență, dacă este necesar, se vor lua în considerare efectele de ordinul II asupra solicitărilor.

Trebuie arătat că atât fundațiile, cât și terenul de fundație pot prelua solicitările transmise de structură, fără apariția unor deformații remanente.

Trebuie dovedită capacitatea de rezistență și tenacitatea structurii și în domeniul postelastic al acțiunii seismice, ceea ce este prins în calcule prin coeficientul ψ, (în E.C.8 prin $q = 1/\psi$), coeficient care ține seama de disiparea de energie prin comportarea ductilă a materialului și a structurii de rezistență.

Trebuie verificată și siguranța răsturnării, alunecării și ridicarea de pe reazeme a structurii considerată ca un corp rigid.

2.9.3. PRINCIPII DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ

Proiectarea antiseismică a construcțiilor trebuie să satisfacă următoarele condiții:

- conformarea generală favorabilă a construcției prin alegerea, atât în plan orizontal cât și în elevație, a unor forme cât mai simple;
- asigurarea unei rigidități suficiente la deplasări orizontale, în măsură să limiteze la valori admisibile atât deplasările absolute cât și cele relative, între două nivele consecutive;
- obținerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei sub acțiuni seismice de intensitate ridicată;
- pentru reducerea oscilațiilor din torsiune, pe cât posibil, elementele componente ale structurii să fie așezate simetric și să fie evitate modificările bruște ale rigidității și rezistenței pe înălțimea clădirii;
- construcțiile trebuie fundate pe un teren ale cărui calități nu diferă local și la aceeași adâncime, fiind evitate sisteme de fundare diferite la aceeași construcție;
- sunt necesare cercetări ale terenului de fundație pentru determinarea în adâncime a tipului terenului și a unei eventuale instabilități legate de alunecări sau de lichefiere.

2.9.4. METODE DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ A CONSTRUCȚIILOR

În normativul P.100-92 sunt prezentate două categorii de metode de calcul antiseismic, *A* și *B*.

În grupa de metode *A*, calculul structurii se conduce în domeniul liniar pentru toate încărcările din ipoteza de încărcări excepționale. Această metodă de

calcul este obligatorie în toate cazurile. Ca metode specifice în această grupă *A* sunt încadrate:

- metodă statică liniară, la care modelarea acțiunii seismice se face prin forțe convenționale;
- metoda dinamică liniară, la care modelarea acțiunii seismice se face prin accelerograme.

La ambele metode modelarea structurii poate să fie plană sau spațială.

În grupa de metode *B* sunt încadrate următoarele metode de calcul, bazate pe proprietățile neliniare de deformare ale elementelor structurii:

- metoda statică neliniară, la care modelarea acțiunii seismice se face prin forțe convenționale;
- metoda dinamică neliniară, la care modelarea acțiunii seismice se face prin accelograme.

La ambele metode modelarea structurii poate să fie plană sau spațială.

2.9.5. GRUPA A DE METODE DE CALCUL ANTISEISMIC

2.9.5.1. Determinarea încărcărilor orizontale seismice echivalente. Încărcările orizontale seismice echivalente se stabilesc pentru fiecare mod propriu de vibrație cu relația:

$$S_r = C_r \cdot G \tag{2.9.1}$$

în care:

$$C_r = \alpha \cdot k_s \cdot \beta_r \psi \cdot \varepsilon_r \tag{2.9.2}$$

C_r – este coeficientul seismic global corespunzător modului de vibrație r;
G – este rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru întreaga structură;
α – este coeficientul de importanță a construcției în funcție de clasa de importanță (tabelul 2.9.1)
k_s – este coeficientul care reprezintă raportul dintre accelerația maximă corespunzătoare zonei amplasamentului, considerată cu o perioadă medie de revenire la 50 de ani și accelerația gravitației. În funcție de zonele seismice valorile coeficientului k_s rezultă din tabelul 2.9.2.

Tabelul 2.9.2

Zona seismică	A	B	C	D	E	F
k_S	0,32	0,25	0,20	0,16	0,12	0,08

β_r – este un coeficient de amplificare dinamică în modul r de vibrație, în funcție de compoziția spectrală a mișcării seismice în amplasament. Valoarea coeficientului β_r se determină în funcție de perioadele de oscilații proprii T_r ale construcțiilor și de condițiile seismice ale zonei caracterizate prin perioadele de colț (fig. 2.9.1) și relațiile (2.9.3) sau (2.9.4).

$$\beta_r = 2{,}5 \text{ pentru } T_r \leq T_c \qquad (2.9.3)$$

$$\beta_r = 2{,}5 - (T_r - T_c) > 1 \text{ pentru } T_r > T_c \qquad (2.9.4)$$

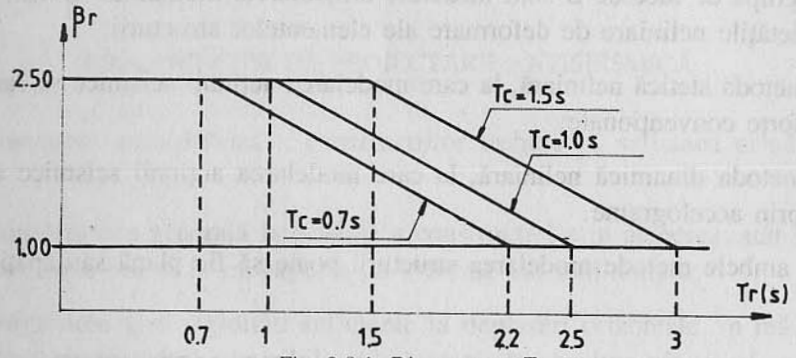


Fig. 2.9.1. Diagrama $r - T_r$

ψ – este un coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de ductilitatea structurii, de capacitatea de redistribuire a eforturilor precum și de efectele de amortizare a vibrațiilor altele decât cele asociate structurii de rezistență.

Valorile coeficientului ψ, după E.C.3 $q = 1/\psi$, sunt date în tabelul 2.9.3 în funcție de diferitele tipuri de structuri de rezistență care intervin în clădirile cu multe nivele.

ε_r – este un coeficient de echivalență între sistemul real și un sistem cu un grad de libertate corespunzător modului de vibrație r, în cazul particular al oscilațiilor plane. Valoarea coeficientului ε_r rezultă din relația (2.9.5)

$$\varepsilon_r = \frac{\sum_{k=1}^{n} G_k \cdot u_{kr}}{G \sum_{k=1}^{n} G_k \cdot u_{kr}^2} \qquad (2.9.5)$$

în care:

u_{kr} – este componenta după gradul de libertate k a vectorului propriu de ordinul r.

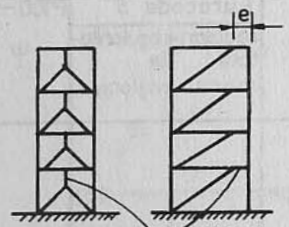
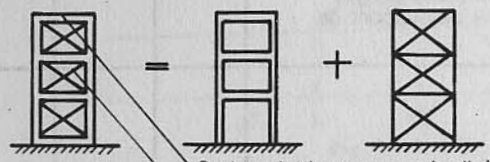
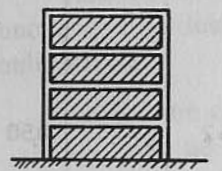
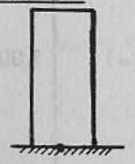
G_k – este rezultanta încărcărilor gravitaționale la nivelul k

$$G = \sum_{k=1}^{n} G_k .$$

Tabelul 2.9.3

Valorile coeficienților: q după EC 8; Ψ după P 100–92	Eurocode 8		P100–92
Structura de rezistență	regularitate mare	regularitate mijlocie	Ψ
1. Cadre rigide $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \sim 1{,}10$; $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \sim 1{,}20$ domenii de disipare de energie; domenii de disipare de energie	$q = 5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$q\ 4\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	0,17
2. Contravântuiri cu prinderi centrate 2.1. Diagonale solicitate la întindere zone de disipare de energie = numai diagonale întinse	q = 4	q = 3	0,25
2.2. Structura în V a) b) c) zone de disipare de energie = diagonale întinse și comprimate	q = 2	q = 1,5	0,50
2.3 Structura în K nu disipează energie	q = 1	q = 1	1,00

Tabelul 2.9.3 (continuare)

Structura de rezistență	Eurocode 8		P100-92
	regularitate mare	regularitate mijlocie	ψ
3. Contravântuiri cu diagonale puse excentric  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \sim 1{,}10$ zone de disipare de energie = zone solicitate la încovoiere sau la forfecare	$q=5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$q=4\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	0,20
4. Structuri duale  Cadre rigide cu zone de disipare de energie Contravântuiri cu diagonale întinse disipate de energie	$q=5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$q=4\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	0,20 0,25
5. Soluții mixte Cadru rigid din oțel și șaibe din beton armat (fig. 2.9.10) 			
– dacă cadrul din oțel preia ⩾ 0,65 din forța seismică	5	4	—
– dacă șaiba din beton armat preia > 65% din forță seismică			
– pentru clasa de ductilitate L	1,5	1,0	—
– pentru clasa de ductilitate M	2,5	2,0	—
– pentru clasa de ductilitate H	3,5	3,0	—
6 Structuri în formă de nucleu din șaibe din beton armat 			
– clasa de ductilitate L	1,5	1,0	
– clasa de ductilitate M	2,0	1,5	
– clasa de ductilitate H	2,5	2,0	

Tabelul 2.9.3 (continuare)

Beton

– pentru clasa de ductilitate DCL cel puțin C. 16

– pentru clasa de ductilitate DCM si DCH cel puțin C. 20

Oțel

Caracteristici	DCL	DCM	DCH
Alungirea la rupere ε_u	⩾ 6 %	⩾ 9 %	⩾ 12 %
Raportul f_u / f_y	⩾ 1,2	⩾ 1,25	⩾ 1,30
Raportul $f_{y\cdot ct}^{*} / f_{y\ nom}$	—	⩽ 1,25	⩽ 1,15

$f_{y\cdot ct}$ – deformat la rece

2.9.5.2. Încărcarea seismică la nivel k. Încărcarea seismică care acționează la nivelul k pe direcția gradului de libertate corespunzător modului de vibrație r, se determină cu relația (2.9.6).

$$S_{kr} = C_{kr} \cdot G_k \tag{2.9.6}$$

în care:

$$C_{kr} = \alpha\ k_s \beta_r \psi \cdot \eta_{kr} \tag{2.9.7}$$

unde:

η_{kr} – este coeficientul de distribuție a forțelor seismice corespunzătoare nivelului k și modului de vibrație r. Valoarea coeficientului rezultă din relația (2.9.8).

$$\eta_{kr} = u_{kr} \frac{\sum_{k=1}^{n} G_k \cdot u_{kr}}{\sum_{k=1}^{n} G_k \cdot u_{kr}^2}. \tag{2.9.8}$$

Valorile S_{kr} se pot obține și prin distribuirea rezultantei S_r (relația 2.9.1) cu relația (2.9.9)

$$S_{kr} = S_r \frac{G_k \cdot u_{kr}}{\sum_{k=1}^{n} G_k \cdot u_{kr}}. \tag{2.9.9}$$

Eforturile și deplasările se calculează separat pentru fiecare mod propriu de vibrație r.

În cazul analizei separate a oscilațiilor într-un singur plan, este suficientă considerarea primelor trei moduri proprii.

Efortul total de calcul N într-o secțiune a unui element se determină cu relația:

$$N = \sqrt{\sum N_r^2}. \qquad (2.9.10)$$

2.9.5.3. Metoda de calcul dinamic liniar permite determinarea accelerațiilor de la fiecare nivel al construcției, prin integrarea numerică a sistemului de ecuații de calcul dinamic, plecând de la o accelerogramă de excitație caracteristică zonei în care este edificată construcția.

2.9.6. GRUPA B DE METODE DE CALCUL ANTISEISMIC AL CONSTRUCȚIILOR

Metodele din grupa B de calcul antiseismic se bazează pe considerarea proprietăților de deformare neliniară a structurii. Pentru cutremurul de proiectare definit prin k_s corespunzător zonei seismice de calcul, sunt evaluate deformațiile post-elastice în elementele structurii prin evidențierea degradărilor de rigiditate și capacității de rezistență.

În varianta cea mai perfecționată, metoda dinamică neliniară dă răspunsul seismic la fiecare pas de timp, la excitația seismică reprezentată prin accelerograme.

Această metodă se recomandă a fi aplicată în cazul construcțiilor de mare importanță.

Metoda de calcul static neliniară constă într-un calcul biografic considerând încărcările gravitaționale constante, iar încărcările orizontale aplicate static și monoton crescătoare, distribuite după mai multe legi posibile, care vor avea în vedere ponderi diferite ale modurilor proprii de vibrație.

Metoda evidențiază pentru această ipoteză de încărcare succesiunea formării articulațiilor plastice, deplasările capabile ale structurii și forțelor orizontale asociate.

Având în vedere principiul suprapunerii efectelor, ceea ce ar implica un calcul în domeniul elastic în analiza neliniară a structurii se consideră așa cum s-a spus mai sus, efectul celorlalte încărcări constant și cunoscut, singura încărcare variabilă fiind cea seismică. Aceasta se reduce la a introduce în programul de calcul geometria structurii și caracteristicile secționale ale elementelor componente, ținând seama de efectul încărcărilor care acționează asupra structurii înainte de apariția cutremurului.

Încărcările seismice verticale se obțin prin înmulțirea încărcările gravitaționale de calcul ale elementelor respective cu coeficientul C_v dat în tabelul 2.9.4.

Tabelul 2.9.4

Tipul elementului	Încărcarea sau efortul care se modifică	C_v
Elemente cu eforturi axiale preponderente	Efortul axial al elementului	$\pm k_s$
Grinzi de cadre cu forțe tăietoare mari	Forța tăietoare provenită din încărcările gravitaționale în secțiunile din vecinătatea stâlpilor	$\pm 1{,}5\ k_s$
Grinzi cu încărcări concentrate mari	Încărcările concentrate	$\pm 1{,}5\ k_s$
Planșee dală rezemate pe stâlpi, fără grinzi	Forța tăietoare la rezemare pe stâlpi (pentru verificare la străpungere)	$\pm 2{,}0\ k_s$
Console cu deschideri mari	Încărcarea gravitațională totală	$\pm 1{,}5\ k_s$

2.9.8. ÎNCĂRCĂRI SEISMICE PENTRU ELEMENTE CARE NU FAC PARTE DIN STRUCTURA DE REZISTENȚĂ

Determinarea încărcărilor seismice pentru elemente care nu fac parte din structura de rezistență, se obțin cu relația:

$$S_\omega = \alpha c_\omega \cdot G_\omega \qquad (2.9.11)$$

în care:

C_ω – coeficientul seismic global (tabelul 2.9.5)
G_ω – greutatea gravitațională a elementului considerat
α – clasa de importanță a clădirii

Echipamentele și instalațiile neportante și care prezintă importanță secundară și sunt ancorate de structura de rezistență, se verifică la o forță determinată cu relația:

$$c_\omega = 2\alpha k_s \qquad (2.9.12)$$

Prinderile echipamentelor instalațiilor neportante care prezintă importanță ridicată, se verifică la o încărcare seismică determinată pe baza spectrului de calcul de etaj, sau a coeficientului dinamic de etaj.

Tabelul 2.9.5

Tipul elementului	C_ω	Direcția de acțiune a încărcări seismice S_ω
Pereți nestructurali	k_s	normal pe suprafața elementului
Parapete, pereți în consolă	$3k_s$	normal pe suprafața elementului
Tavan suspendat	k_s	normal pe suprafața elementului
Ornamente interioare și exterioare, turnulețe și coșuri de fum de înălțime redusă	$4k_s$	orice direcție
Cornișe și alte console de importanță redusă. Rezervoare amplasate pe construcție	$2,5\ k_s$	orice direcție

2.9.9. EFECTUL DE TORSIUNE

Atât în normativul P.100-92 cât și în EC 8 în cazul structurilor care respectă condițiile de regularitate, efectul torsiunii poate fi prins printr-un procedeu aproximativ de evaluare pe baza unui model structural plan, dacă sunt respectate următoarele condiții:

- centrele de rigiditate de la diferitele niveluri sunt situate aproximativ pe aceeași verticală;
- centrele maselor la diferite etaje, nu corespund cu centrele de rigiditate, dar și ele sunt așezate aproximativ pe aceeași verticală.

Punctul de aplicație al rezultantei încărcării seismice orizontale la fiecare nivel, se află față de centrul de rigiditate R (fig. 2.9.2 a și b) la distanța e

$$e = e_1 \pm e_2 \qquad (2.9.13)$$

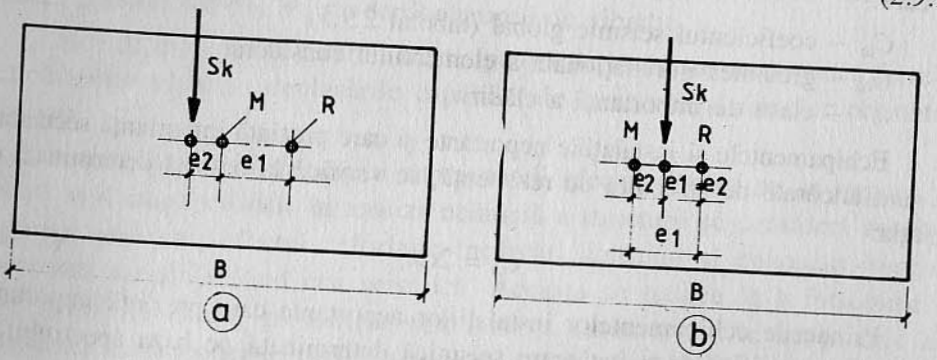
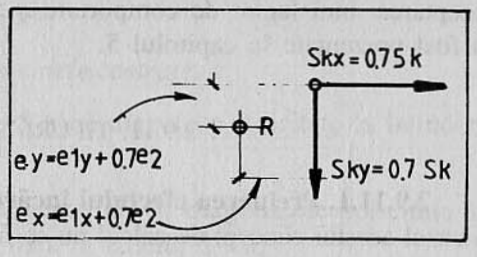


Fig. 2.9.2. Excentricități pentru stabilirea efectelor torsiunii generale

Fig. 2.9.3. Excentricități pentru acțiunea seismică



în care:

e_1 – este excentricitatea centrului maselor M în raport cu centrul de rigiditate R

e_2 – este excentricitatea adițională convențională față de poziția inițială M.

Prin această excentricitate se ține seama de caracterul nesincron al mișcării seismice.

Pentru e_2 se vor adopta următoarele valori, în funcție de cea mai mare dintre dimensiunile în plan ale construcției B.

e_2 = 0,05 B la construcții curente cu o distribuție ordonată în plan a elementelor;

e_2 = 0,075 B la construcții având în plan o destribuție a elementelor de rezistență defavorabilă din punctul de vedere al preluării torsiunii (de ex., structuri cu pereți verticali concentrați într-un nucleu).

Cu valoarea excentricității e determinată față de centrul de rigiditate R, se aplică rezultantele încărcării seismice după cele două direcții de rezistență x și y și la 45° față de aceste direcții (fig. 2.9.3).

În cazul construcțiilor cu înălțime mare (peste 5 etaje) și cu forme speciale la care $e_1 > 0,1$ B, se recomandă pentru luarea în considerare a efectului torsiunii un calcul spațial.

2.9.10. PRELUAREA EFECTULUI ÎNCĂRCĂRILOR SEISMICE

Elementele care preiau efectul încărcărilor seismice, trebuie dimensionate după unul din următoarele concepte:

a) Preluarea efectului încărcărilor seismice fără disipare de energie. Solicitările sunt determinate cu considerarea comportării elastice a materialului, fără a ține seama de comportarea reală neliniară. Factorul de comportare se ia $q = 1$.

b) Preluarea efectului încărcărilor seismice cu disipare de energie. Dimensionarea elementelor structurii care preiau efectul încărcării seismice, ia în considerare depășirea domeniului elastic, încât diagrama încărcare-deformație conduce la formarea de histerezis cu disipare de energie. Aceste elemente sunt

considerate zone de disipare de energie și în calcule se ia în considerare prin acceptarea unui factor de comportare $q > 1$. Ipotezele de încărcări excepționale au fost prezentate în capitolul 5.

2.9.11. TIPURI DE STRUCTURI

2.9.11.1. Preluarea efectului încărcării seismice fără disipare de energie. În cazul acestui concept de calcul nu se face nici o deosebire între diferitele tipuri de structuri, efectele histeretice fiind neglijate.

2.9.11.2. Preluarea efectelor încărcării seismice cu disipare de energie.

1. *Sisteme în cadre, care la încărcări orizontale reacționează în principal prin încovoiere (fig. 2.9.4).*

Zonele de disipare de energie la aceste sisteme se produc în rigle ca articulații plastice în apropierea prinderii riglă-stâlp și disiparea de energie se produce prin încovoiere ciclică. Valoarea coeficientului de disipare q este dată în tabelul 2.9.3 poz. 1.

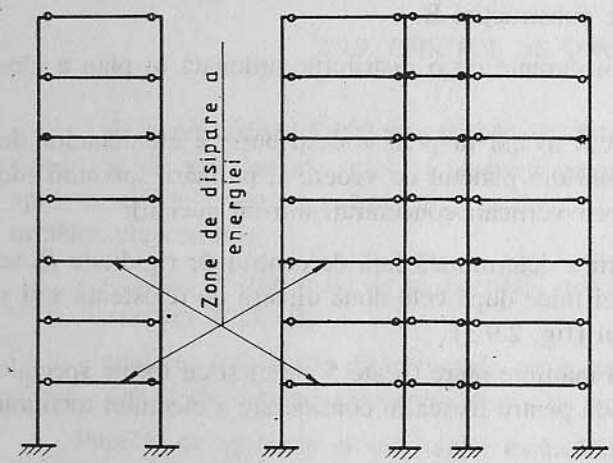


Fig. 2.9.4. Structura în cadre rigide

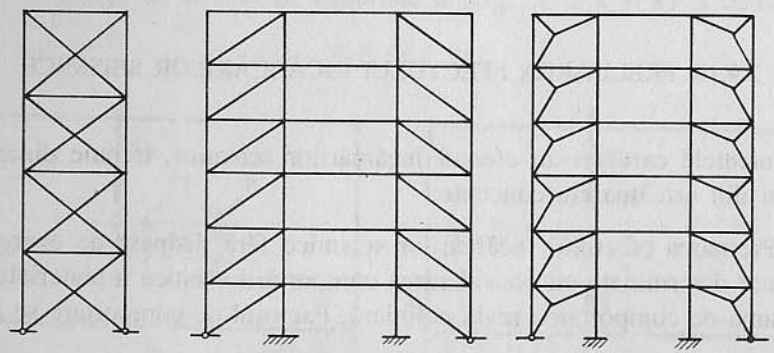


Fig. 2.9.5. Structura cu diagonale solicitate la întindere

2. *Sisteme de contravântuiri cu diagonalele centrate.*

2.1. Cu diagonale în cruce (fig. 2.9.5 a) și diagonale solicitate la întindere (fig. 2.9.5 b și c).

Zonele de disipare se produc, în principal, în diagonalele solicitate la întindere. Valoarea coeficientului q este dată în tabelul 2.9.3.

2.2. Cu diagonale în V (fig. 2.9.6). Efectul încărcării seismice este preluat atât de diagonalele solicitate la întindere, cât și de cele solicitate la compresiune. Valoarea coeficientului q este dată în tabelul 2.9.3.

2.3. Sisteme de contravântuiri cu diagonale în k (fig. 2.9.7) sistemul nu disipează energie ($q = 1$), deoarece modul de prindere al diagonalelor pe stâlp presupune apariția mecanismului de cedare cu articulații plastice pe stâlp (tabelul 2.9.3).

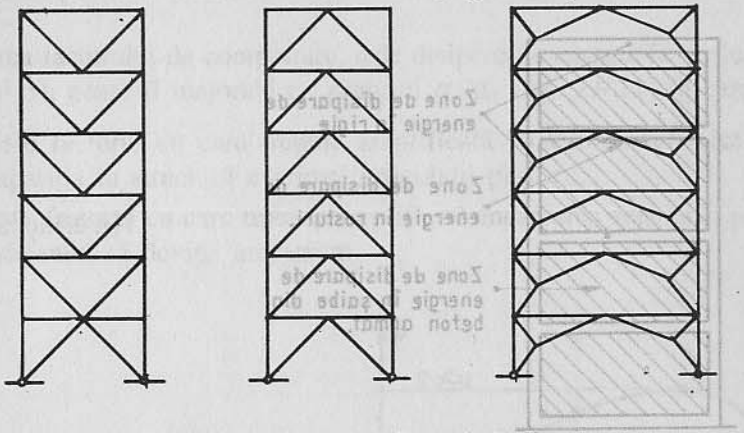


Fig. 2.9.6. Sistem cu diagonale în V

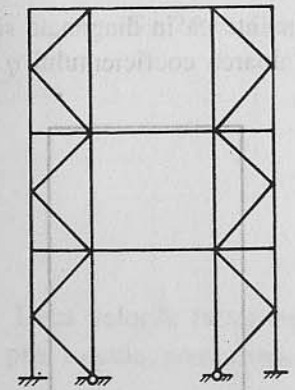


Fig. 2.9.7. Structura cu diagonale în K

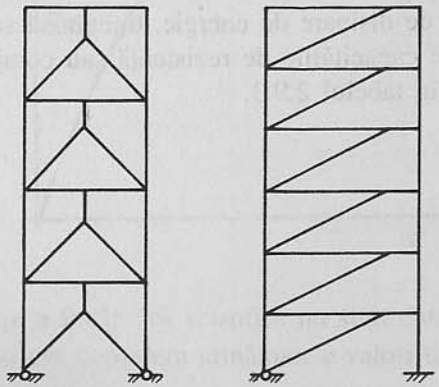


Fig. 2.9.8. Contravântuiri cu diagonale prinse excentric

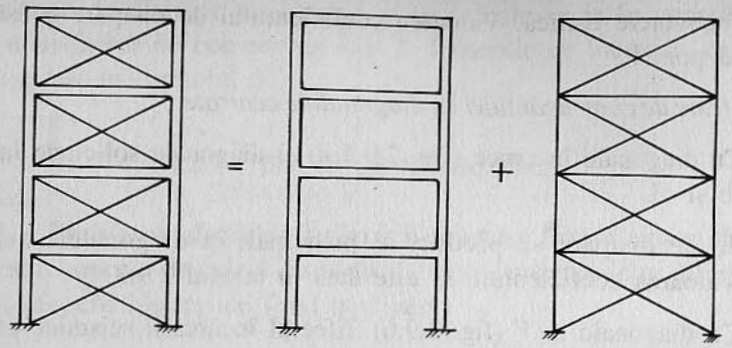


Fig. 2.9.9. Structuri duale

3. *Sisteme de contravântuiri cu diagonalele prinse excentric* (fig. 2.9.8).

Excentricitățile prinderilor trebuie astfel stabilite, încât să se producă în rigle zone de disipare de energie prin încovoiere ciclică sau forfecare ciclică. Aceste

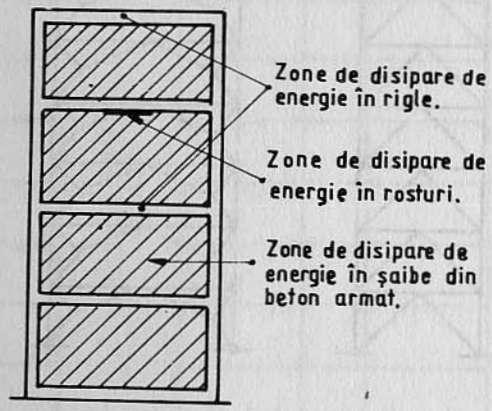


Fig. 2.9.10. Structuri mixte

zone de disipare de energie, trebuie să se producă înainte ca în diagonale să fie atinse capacitățile de rezistență sau compresiune. Valoarea coeficientului q este dată în tabelul 2.9.3.

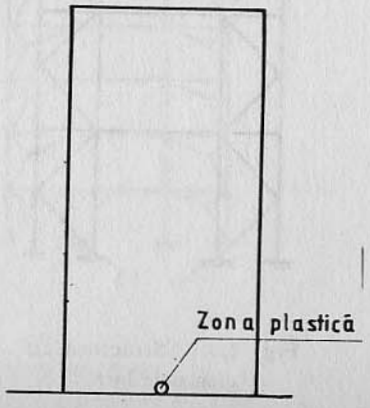


Fig. 2.9.11. Structuri cu nucleu din diafragme din beton-armat

4. *Sisteme duale.*

Sistemele duale formate din cadre rigide și contravântuiri verticale cu diagonale solicitate la întindere, prinse centric sau excentric (fig. 2.9.9). Valorile coeficientului q sunt date în tabelul 2.9.3.

5. *Sisteme mixte* (fig. 2.9.10).

Structurile mixte sunt formate din cadre rigide din oțel și șaibe verticale din beton-armat. Așa cum rezultă din tabelul 2.9.3, valoarea coeficientului de comportare, de disipare, depinde de procentul care revine din încărcarea seismică șaibei din beton-armat.

6. *Sisteme în formă de nucleu* (fig. 2.9.11).

Așa cum rezultă din tabelul 2.9.3 pentru $T > T_1$ [s], valoarea factorului de comportare q depinde de clasa de ductilitate în care este încadrată șaiba din beton-armat.

Valoarea factorului de comportare, q de disipare de energie la unele sisteme (poz. 1, 4 și 5), poate fi majorată cu raportul α_u/α_1 (fig. 2.9.12) în care:

α_1 – este factorul cu care trebuie amplificată încărcarea seismică, pentru apariția în structură a primei articulații plastice;

α_u – este factorul cu care trebuie amplificată încărcarea seismică, pentru ca sistemul să devină mecanism.

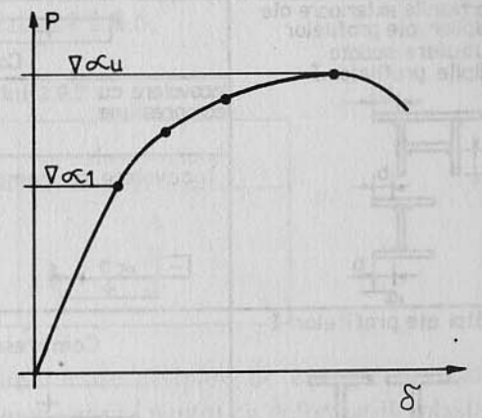


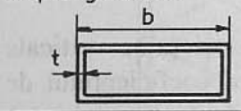
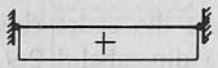
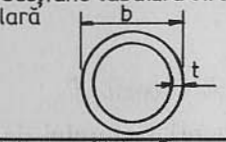
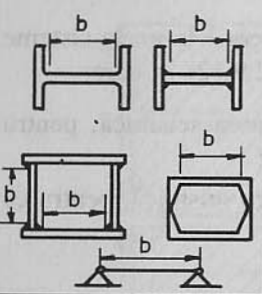
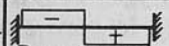
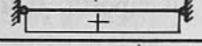
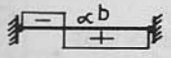
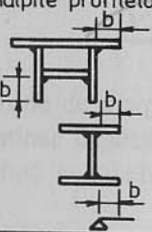
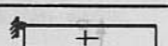
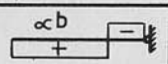
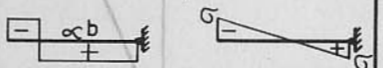
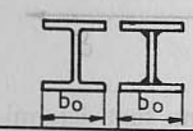
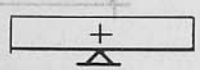
Fig. 2.9.12. Diagrama $p - \delta$

Dacă valorile factorilor de majorare a încărcării seismice nu sunt determinate prin calcule, pentru raportul α_u/α_1 se pot considera următoarele valori limită:

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}2$$

La stâlpi comprimați, cu $\frac{N}{N_{pl}} < 0{,}1$, valoarea α_u/α_1 este limitată la 1,60.

Tabelul 2.9.6

Secțiuni și Condiții de margine	Distribuția tensiunilor (compresiune pozitivă)	Clasa A	Clasa B	Clasa C
Secțiune tubulară dreptunghiulară 	Compresiune 	33 ε	37 ε	41 ε
Secțiune tubulară circulară 	Compresiune	$50\varepsilon^2$	$70\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$
Inima profilelor I Inima sau talpile profilelor sudate 	Repartizarea tensiunilor plastice  Repartizarea tensiunilor elastice	66 ε	78 ε	90 ε
	Compresiune 	33 ε	39 ε	41 ε
	Încovoiere cu compresiune Repartizarea tensiunilor plastice  Repartizarea tensiunilor elastice	$\frac{33}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{39}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{41}{\alpha}\varepsilon$
Porțiunile exterioare ale tălpilor ale profilelor tubulare sudate Tălpile profilelor I 	Compresiune 	9 ε	10 ε	12 ε
	Încovoiere cu compresiune 	$\frac{9}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{10}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{12}{\alpha}\varepsilon$
	Încovoiere cu compresiune 	$\frac{9}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$	$\frac{10}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$	$\frac{12}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$
Tălpi ale profilelor I 	Compresiune 	20 ε	22 ε	26 ε

în general $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

f_y	235	275	355
ε	1	0.92	0.81

2.9.12. CRITERII DE DIMENSIONARE

Zonele structurii în care este disipată energia prin apariția unor fenomene histeretice, datorită unor deformații plastice sau voalări locale, nu trebuie să compromită stabilitatea generală a structurii. În aceste zone trebuie verificate, atât condițiile de rezistență, cât și cele de ductilitate. Condițiile de ductilitate pot fi considerate satisfăcute, dacă sunt respectate regulile constructive prezentate în continuare.

Pentru ca mecanismele plastice ciclice să se producă în zonele definite ca zone de disipare a energiei, dimensionarea elementelor din celelalte zone ale structurii, prinderile și zonele de disipare, trebuie să fie dimensionate pentru capacități de rezistență sporite.

2.9.13. REGULI CONSTRUCTIVE DE ALCĂTUIRE A ELEMENTELOR STRUCTURII

2.9.13.1. Elemente solicitate la compresiune. O ductilitate suficientă este asigurată prin respectarea raportului *b/t* (lățimea față de grosimea peretelui) (tabelul 2.9.6).

În cazul zonelor de disipare cu factorul $q \leq 2$, valorile raportului *b/t* se iau din tabelul 2.9.6.

Dacă factorul de disipare *q* depășește valoarea 2, conform încadrării în clasele A, B, C, precizate în tabelul 2.9.7, valorile raportului *b/t* pentru elemente solicitate la compresiune sunt date în tabelul 2.9.6.

Tabelul 2.9.7

Factorul *q*	clasa secțiunii
$q < 6$	A
$q < 4$	B
$q < 2$	C

2.9.13.2. Prinderi. Prinderile zonelor de disipare de energie de restul structurii, trebuie dimensionate cu rezistențe sporite pentru ca deformațiile plastice să se producă în zonele de disipare. Pentru aceste rezistențe sporite ca valoare maximă, se poate considera valoarea limitei de curgere.

Prinderile zonelor de disipare de restul structurii cu îmbinări sudate cap la cap, sunt considerate că asigură o rezistență suficientă.

Prinderile cu suduri de colț sau cu șuruburi trebuie să verifice următoarea relație:

$$R_d \geq 1{,}20\ R_{fy} \qquad (2.9.14)$$

n care:

R_d – este capacitatea de rezistență a prinderii după cap. 12;

R_{fy} – este capacitatea de rezistență plastică a elementului, calculată cu valoarea minimă a limitei de curgere.

Prinderile cu șuruburi care lucrează la forfecare, trebuie astfel calculate încât apacitatea de rezistență la forfecare să depășească capacitatea de rezistență la resiune diametrală (presiune pe gaură).

2.9.13.3. Elemente solicitate la întindere. Condițiile de ductilitate sunt onsiderate satisfăcute dacă:

$$N_{uRd} \geq N_{plRd} \tag{2.9.15}$$

u:

$N_{uRd} = 0{,}9\ A_{net} f_u / \gamma_{M2}$

$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Condiția (2.9.15) poate fi scrisă și sub forma

$$0{,}9\ A_{net} / A \geq (f_y / \gamma_{M2}) \,/\, (f_u / \gamma_{M0}) \tag{2.9.16}$$

2.9.13.4. Șaibe realizate prin planșee și contravântuiri orizontale. Șaibele ealizate prin planșee și contravântuirile orizontale, trebuie dimensionate cu suiciente rezerve de rezistență, pentru a fi capabile să transmită efectul încărcărilor eismice diferitelor elemente ale structurii de rezistență (cadre, contravântuiri erticale sau diafragme), care preiau aceste încărcări și le transmit fundațiilor.

Această condiție se consideră satisfăcută dacă forțele care intervin în aceste erificări de rezistență ale șaibelor și contravântuirilor orizontale sunt amplificate u factorul $\alpha = 1{,}50$.

Următoarele condiții trebuie în plus verificate:

- Șaibele orizontale trebuie armate după două direcții și armăturile trebuie ancorate în grinzile de margine;
- pot fi folosite și plăci prefabricate care trebuie să fie de asemenea armate după două direcții și prinse de grinzile de margine;
- dacă planșeul este o placă cu nervuri, trebuie prevăzută o armare suplimentară perpendiculară pe direcția nervurilor, având cel puțin 4 bare cu ∅ 8 mm pe metru de placă.

2.9.14. STRUCTURI ÎN CADRE

La structurile în cadre rigide, articulațiile plastice trebuie să apară în rigle nu în stâlpi. Această condiție nu rămâne valabilă pentru secțiunea de la baza lpului și pentru nodul superior al stâlpului de la ultimul nivel.

Prinderile dintre rigle și stâlpi trebuie să aibă un moment capabil superior față de momentul capabil plastic al riglei.

2.9.14.1. Riglele cadrelor. Secțiunea transversală a riglelor trebuie să aibă asigurată stabilitatea la deversare laterală și o capacitate suficientă de rotire în articulațiile plastice.

Capacitatea de rotire în articulațiile plastice are o suficientă comportare histeretică dacă valorile solicitărilor N și V respectă următoarele condiții restrictive:

$$\frac{M}{M_{pl}} \leq 1 \tag{2.9.17}$$

$$\frac{N}{N_{pl}} \leq 0{,}1 \tag{2.9.18}$$

$$\frac{V_0 + V_M}{V_{pd}} \leq 1/3 \tag{2.9.19}$$

în care:

N și M – sunt solicitările din secțiune, determinate cu luarea în considerare a factorului de comportare q

N_{pl}, M_{pl} – sunt valorile capacităților plastice din forțe axiale și momente de încovoiere;

V_0 – este valoarea forței tăietoare din încărcările verticale, care intervin în ipoteza de încărcări excepționale;

$V_M = \frac{M_{RA} + M_{RA}}{L}$ – este forța tăitoare determinată în funcție de valorile momentelor de la cele două capete ale riglei A și B cu:

$M_{RAd} = \min\ (M_{PA}, M_{CA})$;

$M_{RBd} = \min\ (M_{pB}, M_{CB})$;

în care:

M_{PAd}, M_{pBd} – sunt momentele plastice ale riglelor;

M_{CAd}, M_{CBd} – sunt momentele plastice ale prinderilor;

L – este distanța dintre $A - B$ (deschiderea riglei);

V_{pd} – capacitatea de rezistență la forfecare a riglei conform cap. 14.

În diagrama prezentată în figura 2.9.13 sunt prezentate aceste condiții restrictive.

2.9.14.2. Stâlpii cadrelor. La verificarea secțiunii transversale a stâlpilor cadrului rigid, trebuie luată în considerare cea mai defavorabilă combinație între efortul axial și momentele de încovoiere M_y și M_z conform capitolului 13.

Verificarea prinderii stâlpului de fundație, se va face la un moment, care rezultă din relația (2.9.20).

$$M = M_{co} + \alpha M_{cs} \tag{2.9.20}$$

în care:

R_d – este capacitatea de rezistenţă a prinderii după cap. 12;

R_{fy} – este capacitatea de rezistenţă plastică a elementului, calculată cu valoarea minimă a limitei de curgere.

Prinderile cu şuruburi care lucrează la forfecare, trebuie astfel calculate încât capacitatea de rezistenţă la forfecare să depăşească capacitatea de rezistenţă la presiune diametrală (presiune pe gaură).

2.9.13.3. Elemente solicitate la întindere. Condiţiile de ductilitate sunt considerate satisfăcute dacă:

$$N_{uRd} \geq N_{plRd} \tag{2.9.15}$$

cu:

$N_{uRd} = 0{,}9\ A_{net} f_u / \gamma_{M2}$

$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Condiţia (2.9.15) poate fi scrisă şi sub forma

$$0{,}9\ A_{net} / A \geq (f_y / \gamma_{M2}) \ / \ (f_u / \gamma_{M0}) \tag{2.9.16}$$

2.9.13.4. Şaibe realizate prin planşee şi contravântuiri orizontale. Şaibele realizate prin planşee şi contravântuirile orizontale, trebuie dimensionate cu suficiente rezerve de rezistenţă, pentru a fi capabile să transmită efectul încărcărilor seismice diferitelor elemente ale structurii de rezistenţă (cadre, contravântuiri verticale sau diafragme), care preiau aceste încărcări şi le transmit fundaţiilor.

Această condiţie se consideră satisfăcută dacă forţele care intervin în aceste verificări de rezistenţă ale şaibelor şi contravântuirilor orizontale sunt amplificate cu factorul $\alpha = 1{,}50$.

Următoarele condiţii trebuie în plus verificate:

- Şaibele orizontale trebuie armate după două direcţii şi armăturile trebuie ancorate în grinzile de margine;
- pot fi folosite şi plăci prefabricate care trebuie să fie de asemenea armate după două direcţii şi prinse de grinzile de margine;
- dacă planşeul este o placă cu nervuri, trebuie prevăzută o armare suplimentară perpendiculară pe direcţia nervurilor, având cel puţin 4 bare cu ∅ 8 mm pe metru de placă.

2.9.14. STRUCTURI ÎN CADRE

La structurile în cadre rigide, articulaţiile plastice trebuie să apară în rigle i nu în stâlpi. Această condiţie nu rămâne valabilă pentru secţiunea de la baza tâlpului şi pentru nodul superior al stâlpului de la ultimul nivel.

Prinderile dintre rigle şi stâlpi trebuie să aibă un moment capabil superior faţă de momentul capabil plastic al riglei.

2.9.14.1. Riglele cadrelor. Secţiunea transversală a riglelor trebuie să aibă asigurată stabilitatea la deversare laterală şi o capacitate suficientă de rotire în articulaţiile plastice.

Capacitatea de rotire în articulaţiile plastice are o suficientă comportare histeretică dacă valorile solicitărilor N şi V respectă următoarele condiţii restrictive:

$$\frac{M}{M_{pl}} \leq 1 \tag{2.9.17}$$

$$\frac{N}{N_{pl}} \leq 0{,}1 \tag{2.9.18}$$

$$\frac{V_0 + V_M}{V_{pd}} \leq 1/3 \tag{2.9.19}$$

în care:

N şi M – sunt solicitările din secţiune, determinate cu luarea în considerare a factorului de comportare q

N_{pl}, M_{pl} – sunt valorile capacităţilor plastice din forţe axiale şi momente de încovoiere;

V_0 – este valoarea forţei tăietoare din încărcările verticale, care intervin în ipoteza de încărcări excepţionale;

$V_M = \frac{M_{RA} + M_{RA}}{L}$ – este forţa tăitoare determinată în funcţie de valorile momentelor de la cele două capete ale riglei A şi B cu:

$M_{RAd} = \min\ (M_{PA}, M_{CA})$;

$M_{RBd} = \min\ (M_{pB}, M_{CB})$;

în care:

M_{PAd}, M_{pBd}, – sunt momentele plastice ale riglelor;

M_{CAd}, M_{CBd}, – sunt momentele plastice ale prinderilor;

L – este distanţa dintre $A - B$ (deschiderea riglei);

V_{pd} – capacitatea de rezistenţă la forfecare a riglei conform cap. 14.

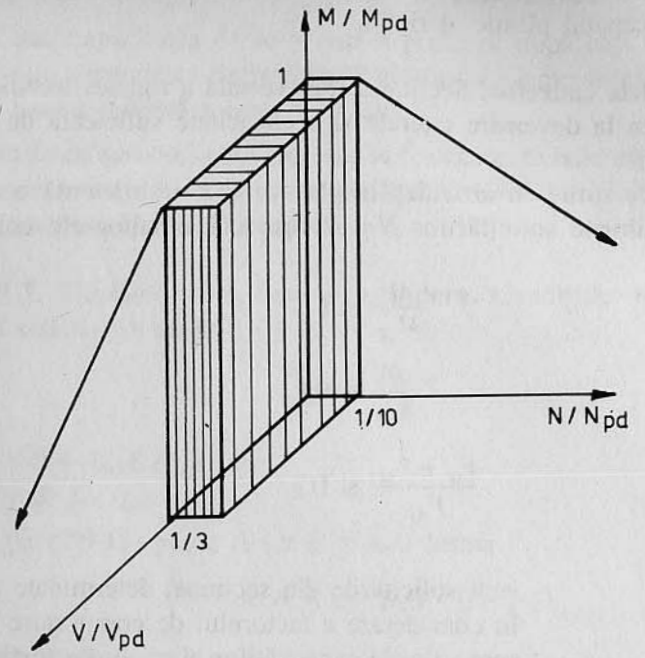
În diagrama prezentată în figura 2.9.13 sunt prezentate aceste condiţii restrictive.

2.9.14.2. Stâlpii cadrelor. La verificarea secţiunii transversale a stâlpilor cadrului rigid, trebuie luată în considerare cea mai defavorabilă combinaţie între efortul axial şi momentele de încovoiere M_y şi M_z conform capitolului 13.

Verificarea prinderii stâlpului de fundaţie, se va face la un moment, care rezultă din relaţia (2.9.20).

$$M = M_{co} + \alpha M_{cs} \tag{2.9.20}$$

Fig. 2.9.13. Diagramă



în care:

M_{co} – este valoarea momentului din încărcările verticale, luate în considerare în ipoteza de încărcări excepționale;

M_{cs} – este momentul din efectul încărcării seismice;

α – coeficient de majorare care se va lua 1,2. Forța tăietoare din stâlp V trebuie limitată în funcția de valoarea capacității plastice la forfecare V_{pd} prin condiția:

$$\frac{V}{V_{pd}} \leq 1/3. \qquad (2.9.21)$$

. cu excepția panoului de inimă dintre prinderile riglelor pentru care se admite:

$$\frac{V}{V_{pd}} \leq 1{,}0. \qquad (2.9.21)$$

Îmbinările stâlpilor trebuie dimensionate astfel încât capacitatea de rezistență a prinderii să depășească capacitatea de rezistență a elementelor îmbinate.

2.9.15. STRUCTURI CONTRAVÂNTUITE CU DIAGONALELE CENTRATE ÎN NODURI

Structurile contravântuite cu diagonalele centrate în noduri trebuie dimensionate astfel, încât diagonalele solicitate la întindere să se deformeze plastic, înainte ca în rigle și stâlpi să apară fenomene de instabilitate (flambaj, deversare laterală, voalare).

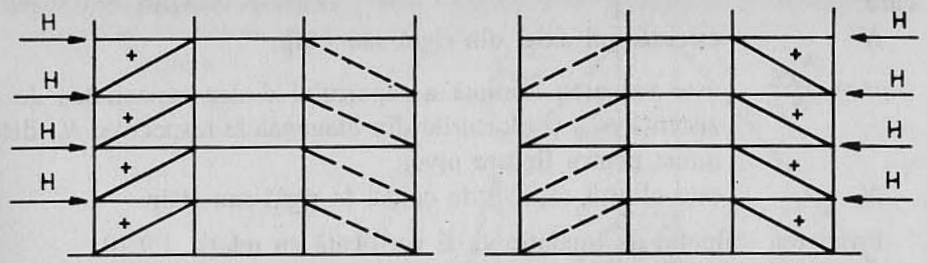


Fig. 2.9.14. Structura cu noduri rigide, cu diagonale solicitate ca întindere

Diagonalele contravântuirii trebuie să fie astfel amplasate în fiecare nivel și direcție (fig. 2.9.14), încât structura să aibă capacități de încărcare-deformare cât mai apropiate.

Această condiție este respectată dacă se verifică condiția

$$\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0{,}5 \qquad (2.9.22)$$

în care:

A^+ și A^- reprezintă proiecțiile orizontale ale secțiunilor diagonalelor solicitate la întindere în cazul sensului pozitiv, respectiv, negativ al încărcării (fig. 2.9.15).

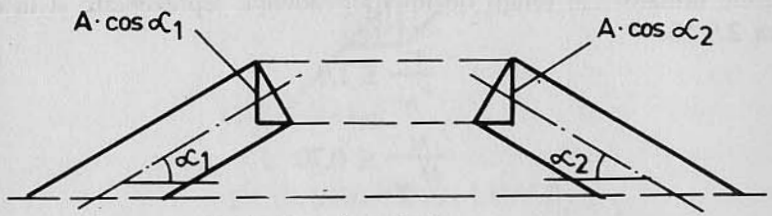


Fig. 2.9.15. Proiecțiile orizontale ale secțiunilor diagonalelor

Coeficientul de zvelțețe redus $\bar{\lambda}$ al diagonalelor trebuie să satisfacă condiția:

$$\bar{\lambda} \leq 1{,}50. \qquad (2.9.23)$$

Efortul axial N din diagonala solicitată la întindere este limitat prin capacitatea de rezistență plastică N_{pl}

$$\frac{N}{N_{pl}} \leq 1. \qquad (2.9.24)$$

În cazul sistemelor în V, diagonalele comprimate vor fi dimensionate conform capitolului 13.

La dimensionarea riglelor nu se va ține seama de rezemarea centrală prin nodul de prindere al diagonalelor.

Riglele și stâlpii cu forțe axiale N trebuie să satisfacă condiția de rezistență:

$$N_d \geq \alpha \cdot 1{,}2\ N \qquad (2.9.25)$$

în care:

N – este efortul axial din riglă sau stâlp;

$\alpha = \frac{N_{pdi}}{N_i}$ – este valoarea minimă a raportului dintre capacitatea de rezistență N_{pdi} și eforturile din diagonalele respective N_i, determinat pentru fiecare nivel;

N_d – este efortul capabil de calcul în riglă sau stâlp.

Prinderea stâlpului de fundație va fi verificată cu relația 2.9.20.

2.9.16. STRUCTURI CONTRAVÂNTUITE CU DIAGONALELE PRINSE EXCENTRIC ÎN NODURI

Structurile contravântuite cu diagonalele prinse excentric în noduri, disipează energie prin mecanisme de încovoiere plastică sau forfecare plastică. Regulile prezentate în continuare asigură că deformațiile plastice în articulațiile plastice sau în zonele de deformare plastică se produc înainte de cedarea celorlalte elemente ale structurii de rezistență.

2.9.16.1. Verificarea riglelor. Pentru riglele la care energia este disipată în articulațiile plastice sunt valabile relațiile de interdependență (2.9.17, 18 și 19).

Pentru riglele la care energia este disipată în zonele de forfecare plastică, sunt valabile următoarele relații de interdependență, reprezentate și în diagrama din figura 2.9.16.

$$\frac{V}{V_{pd}} \leq 1{,}0 \qquad (2.9.26)$$

$$\frac{M}{M_{pd}} \leq 0{,}70 \qquad (2.9.27)$$

$$\frac{N}{N_{pd}} \leq 0{,}10. \qquad (2.9.28)$$

2.9.16.2. Verificarea stâlpilor și diagonalelor. Secțiunile stâlpilor și diagonalelor structurii contravântuite trebuie verificate la cea mai defavorabilă combinație dintre forța axială N și momentul de încovoiere M.

$$N_d\ (M, V) = \alpha \cdot 1{,}2\ N \qquad (2.9.29)$$

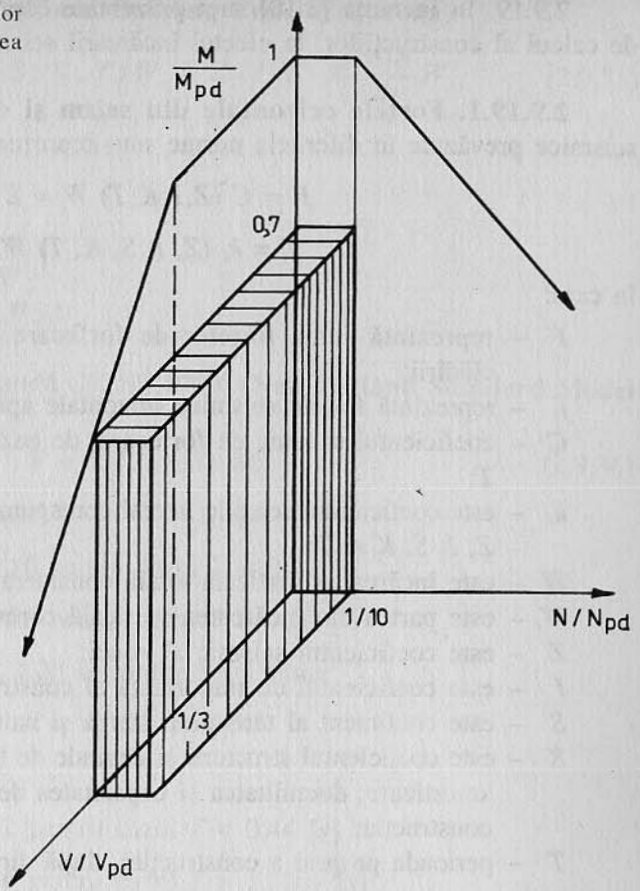
în care:

N_d – este efortul axial capabil de calcul al stâlpului sau al diagonalei;

N – este efortul axial de compresiune în stâlp sau diagonală;

$\alpha = \min\left[\frac{V_{pdi}}{V_i}, \frac{M_{pdi}}{M_i}\right]$ este cea mai mică valoare a raportului dintre capacitatea de rezistență plastică la forfecare și forța tăietoare V_i sau valoarea minimă a raportului dintre momentul de încovoiere plastic și momentul de încovoiere M_i. Valorile acestor rapoarte vor fi determinate pentru toate riglele contravântuirii.

Fig. 2.9.16. Diagrama condițiilor constructive la dimensionarea riglelor



2.9.17. STRUCTURI DUALE

În cazul structurilor duale, compuse din cadre rigide și contravântuiri verticale, care lucrează în aceeași direcție, efectul încărcărilor orizontale se repartizează pe cele două structuri, proporțional cu rigiditățile lor elastice.

Cadrele rigide și contravântuirile verticale trebuie să satisfacă condițiile specificate în subcapitolul 2.9.14 și 2.9.15.

2.9.18. STRUCTURI MIXTE

Structurile mixte sunt alcătuite din cadre rigide din oțel și diafragme din beton-armat.

Pentru cadrele din oțel sunt valabile relațiile date în subcapitolul 2.9.14. Diafragmele pline sau cu goluri din beton-armat, vor fi verificate conform prescripțiunilor specifice construcțiilor din beton-armat. Vezi și referirile date în subcapitolul 2.9.11.2.

2.9.19. În lucrarea [2.10] sunt prezentate comparativ, normele în vigoare, de calcul al construcţiilor, la efectul încărcării seismice, în câteva ţări.

2.9.19.1. Forţele orizontale din seism şi distribuţia lor. Solicitările seismice prevăzute în diferitele norme sunt reprezentate prin:

$$F = C\,(Z, I, K, T)\; W = \Sigma\, f_i \tag{2.9.30}$$

$$f_i = k_i\,(Z, I, S, K, T)\; W_i \tag{2.9.31}$$

în care:

- F – reprezintă suma forţelor de forfecare din seism aplicată la baza clădirii;
- f_i – reprezintă forţele seismice orizontale aplicate la nivelul i;
- C – coeficientul seismic de forfecare, de bază, în funcţie de Z, I, S, K şi T;
- k_i – este coeficientul seismic lateral corespunzător nivelului i în funcţie de Z, I, S, K şi T;
- W – este încărcarea verticală totală considerată în calculul seismic;
- W_i – este partea din încărcarea verticală corespunzătoare nivelului i;
- Z – este coeficientul seismic al zonei;
- I – este coeficientul de importanţă al construcţiei;
- S – este coeficient al terenului, starea şi natura solului;
- K – este coeficientul structurii şi depinde de tipul structurii, capacitatea de amortizare, ductulitatea şi capacitatea de absorţie a energiei de către construcţie;
- T – perioada proprie a construcţiei, după direcţia cutremurului.

În cadrul diferitelor ţări, relaţiile de tipul 2.9.30 şi 2.9.31, sunt următoarele:

2.9.19.2. – S.U.A., (Uniform Building Code)

$$F = C\,(Z, K, T)W = Z \cdot K\,\frac{0{,}25}{\sqrt[3]{T}}\,W \tag{2.9.32}$$

în care:

Z = 1,0, 0,5, 0,25

K = 1,33, 1,0, 0,8, 0,67

$$f_i = \frac{(F - f)\,W_i \cdot h_i}{\sum_{x=1}^{n} W_x \cdot h_x} \tag{2.9.33}$$

unde:

$$F = \sum_{n=1}^{n} f_i + f_t \tag{2.9.34}$$

în care pentru construcţii suple se ia: $f_t = 0{,}15\ F$.

T – este perioada fundamentală în [s].

2.9.19.3. – Canada (National Building Code of Canada)

$$F = C\,(Z, I, S, K, T)\,W = Z \cdot I \cdot S \cdot K\,\frac{0{,}05}{\sqrt[3]{T}}\,W \tag{2.9.35}$$

în care:

Z = 1,0, 0,5, 0,25

I = 1,3, 1,0

S = 1,5, 1,0

K = 1,33, 1,0, 0,8, 0,67

f_i – valabilă relaţia (2.9.33)

2.9.19.4. – Noua Zeelandă (NZSS 1900) (New Zeeland Standard Model Building Law)

$$F = C\,(Z, I, T)\,W. \tag{2.9.36}$$

Pentru clădiri importante:

C = 0,16 pentru cazul $T < 0{,}44$ [s]

C = 0,08 pentru cazul $T > 1{,}20$ [s]

pentru intervalul $0{,}44 < T < 1{,}20$ se interpolează liniar

Z = 1,0, 0,75, 0,50

Pentru clădiri obişnuite:

C = 0,12 pentru cazul $T < 0{,}44$ [s]

C = 0,06 pentru cazul $T > 1{,}20$ = [s]

pentru intervalul $0{,}44 < T < 1{,}20$ se interpolează liniar

Z = 1,0, 0,83, 0,5

f_i şi F după codul SUA, din relaţiile 2.9.33 şi 2.9.34.

Pentru construcţii suple se va lua $f_t = 0{,}1\ F$.

Este admisă şi analiza dinamică a structurilor. Valorile maxime ale forţelor tăietoare şi ale momentelor de răsturnare nu trebuie să fie mai mici decât 0% din valorile determinate prin analiza statică.

2.9.19.5. – Japonia

$$f_i = k_i\,(Z, S, K)\,W_i$$

$$f_i = Z\,(S, K)\;0{,}2\;W_i \text{ pentru } 0 < H \leq 16 \text{ m} \tag{2.9.37}$$

$$f_i = Z\,(S, K)\;(0{,}2 + \Delta)\;W_i \text{ pentru } H > 16 \text{ m} \tag{2.9.38}$$

Z = 1,0, 0,9, 0,6

(S, K) = 0,6, 0,8, 1,0, 1,5

Dar cu condiția: $Z\ (S,\ K) \geq 0{,}5$.

Pentru Δ se introduce valoarea 0,01 pentru fiecare 4,0 m deasupra înălțimii de 16,0 m.

Relațiile prezentate mai sus sunt valabile pentru clădiri cu înălțimea maximă de 45 m. Pentru clădiri cu înălțimi mai mari este prevăzut un calcul dinamic pe baza unor accelerograme corespunzătoare zonei.

2.10. CALCULUL CONSTRUCȚIILOR LA ACȚIUNEA EXPLOZIILOR

2.10.1. UNDE DE ȘOC ÎN AER ȘI ACȚIUNEA ASUPRA OBSTACOLELOR

Undele de detonație provocate de o explozie, sub forma de unde de șoc, acționează asupra construcțiilor ca încărcări dinamice de mare intensitate și de foarte scurtă durată.

Acțiunea undelor de șoc asupra construcțiilor depinde de locul de producere a exploziei, în aer sau la nivelul solului.

Unda de șoc constă într-o fază de suprapresiune, care reprezintă o creștere bruscă a presiunii atmosferice și care este în general hotărâtoare pentru efectul distructiv, urmată de o fază de expansiune, care se manifestă ca o subpresiune (fig. 2.10.1) [2.11].

Parametrii principali ai undei de șoc răspândită în aer, plecând de la centrul exploziei, rezultă din următoarele relații:

a) Suprapresiunea la frontul undei de șoc în (MPa) în cazul unei explozii în aer a unei încărcături TNT:

$$\Delta p_{F} = 0{,}084\ \frac{\sqrt[3]{C}}{R} + 0{,}27\ \frac{\sqrt[3]{C^2}}{R^2} + 0{,}7\ \frac{C}{R^3} \qquad (2.10.1)$$

– durata fazei de suprapresiune în (s)

$$\tau_{+} = 1{,}5 \cdot 10^{-3}\ \sqrt[6]{C}\ \sqrt{R} \quad [s] \qquad (2.10.2)$$

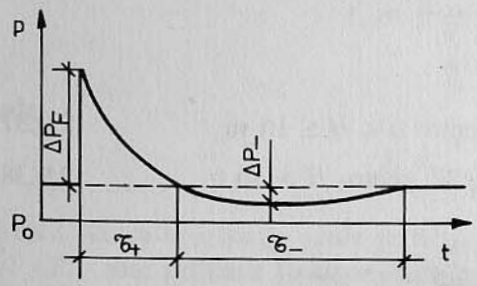


Fig. 2.10.1. Faze ale undei de șoc

– impulsul de presiune în faza de compresare, raportat pe $1m^2$ al suprafeței frontului

$$i = 4\ \frac{\sqrt[3]{C^2}}{R}\ \text{în}\ \left[\text{MPa} \cdot \text{s/m}^2\right] \qquad (2.10.3)$$

b) în cazul exploziei unei încărcături TNT la nivelul solului

$$\Delta p_{F} = 0{,}1\ \frac{\sqrt[3]{C}}{R} \qquad (2.10.4)$$

$$\tau_{+} = 1{,}7 \cdot 10^{-3}\ \sqrt[6]{C}\ \sqrt{R} \qquad (2.10.5)$$

$$i = 6{,}3\ \frac{\sqrt[3]{C^2}}{R} \qquad (2.10.6)$$

în care:

C – este masa încărcăturii TNT în kg.

R – este distanța în metri față de centrul exploziei.

Pentru alte substanțe explozive care practic pot interveni, încărcătura explozivă C se înmulțește cu coeficientul α care de exemplu pentru Ammonite are valorile 0,8–1,2, pentru Hexogen 1,4.

Subpresiunea maximă și durata fazei de subpresiune, în cazul exploziei în aer și la nivelul solului, pentru o suprapresiune:

$$\Delta p_F \leq 0{,}4\ MPa$$

este:

$$\Delta p_{-} = 0{,}03\ \frac{\sqrt[3]{C}}{R} \qquad (2.10.7)$$

$$\tau_{-} = 0{,}16\ \sqrt[6]{C}\ \text{în [s]}. \qquad (2.10.8)$$

Modificarea în timp a suprapresiunii Δp_F, (curba 1 în figura 2.10.2) la un timp oarecare t este redată de relația:

$$\Delta p\,(t) = \Delta p_{F}\left(1 - \frac{t}{\tau_{+}}\right)^{n} \text{ cu } 0 < t < \tau_{+} \qquad (2.10.9)$$

în care:

$$n = \frac{\Delta p_{F} \cdot \tau_{+}}{i} - 1. \qquad (2.10.10)$$

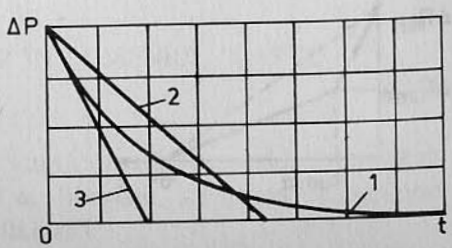


Fig. 2.10.2. Modificarea în timp a suprapresiunii

Relația (2.10.9) poate fi înlocuită prin relația liniară, curba 2 în (fig. 2.10.2):

$$\Delta p\ (t) = \Delta p_{F} \left(1 - \frac{t}{\theta}\right) \tag{2.10.11}$$

în care θ reprezintă durata efectivă a undei de șoc și care rezultă din egalarea relațiilor (2.10.9) și (2.10.11):

$$\theta = \frac{2\tau_{+}}{n + 1} \tag{2.10.12}$$

Dacă timpul pentru atingerea deplasărilor maxime ale construcției este mult mai mic decât durata fazei de suprapresiune τ_{+}, variația presiunii $\Delta p\ (t)$ se poate considera tangenta la curbă (2.10.9) în timpul $t = 0$, (dreapta 3 în figura 2.10.2) și timpul θ rezultă:

$$\theta = \frac{1}{n}\ \tau_{+}. \tag{2.10.13}$$

În momentul când unda de presiune acționează asupra unui obstacol fix, se produce o reflecție a undei și în același timp unda înconjoară obstacolul (fig. 2.10.3). În momentul reflecției presiunea pe obstacol crește la valoarea Δp_{ref} și scade apoi pe măsură ce unda înconjoară obstacolul la valoarea Δp_{ums}. Această variație este prezentată în diagrama din figura 2.10.4.

Valoarea maximă a presiunii reflectate Δp_{ref} pe un perete așezat normal pe direcția de propagare a undei rezultă din:

$$\Delta p_{ref} = 2\Delta p_{F} + \frac{6\Delta p_{p}^{2}}{\Delta p_{F} + 0{,}72} \tag{2.10.14}$$

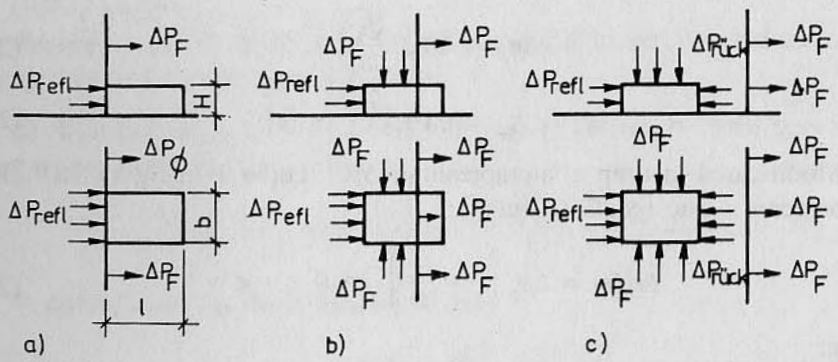


Fig. 2.10.3. Acțiunea undei de șoc asupra obiectului

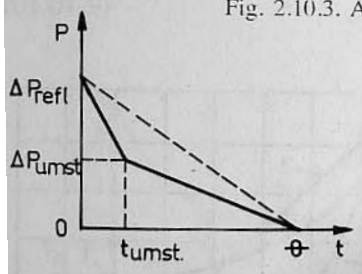
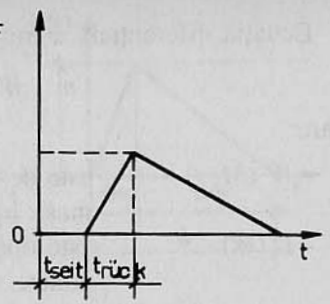


Fig. 2.10.4. Variația presiunii pe peretele frontal

Fig. 2.10.5. Variația presiunii pe peretele din spate



Presiunea pe frontul obstacolului la începutul scurgerii staționare a undei de șoc este:

$$\Delta p_{ums} = \Delta p_{F} + \Delta p_{st} \approx 0{,}5\ \Delta p_{ref} \tag{2.10.15}$$

cu:

$$\Delta p_{st} = \frac{2{,}5\ \Delta p_{F}^{2}}{\Delta p_{F} + 0{,}72}. \tag{2.10.16}$$

Presiunea maximă pe pereții laterali, acoperiș și peretele din spate (opus direcției de propagare a undei de șoc), poate fi luată egală cu Δp_{F}.

Variația presiunii pe peretele din spate este arătată în diagrama din figura 2.10.5. Intervalul $t_{seit} - t_{ruck}$ reprezintă timpul în care este atinsă presiunea maximă pe peretele din spate.

Timpul $t_{seit} = l/D_{F}$.

Pentru t_{ruck} se va lua cea mai mică valoare dintre

$$t_{ruck} = \frac{4H}{D_{F}} \quad \text{sau} \quad t_{ruck} = \frac{2b}{D_{F}}$$

cu:

l, H și b din figura 2.10.3.

D_{F} – viteza de propagare a undei de șoc se ia egală cu:

$$D_{F} = 340\ \sqrt{1 + 8{,}3\ \Delta p_{F}}\ \text{în [m/s]}.$$

Efortul total pe construcție rezultă ca diferență dintre forțele care acționează pe frontul și spatele obiectului.

2.10.2. CALCULUL STRUCTURILOR ÎN DOMENIUL ELASTIC

Sub acțiunea încărcărilor dinamice de scurtă durată se consideră structura înlocuită printr-un sistem cu un singur grad de libertate, iar forma de oscilație se aseamănă cu deformația sub încărcarea statică.

Ecuația diferențială a mișcării construcției este de forma:

$$m \cdot \ddot{W} + L(W) = p(t) \cdot f_1(M) \qquad (2.10.17)$$

în care:

- $W(M, t)$ este deplasarea punctului în care se consideră concentrată masa inerțială M la timpul t;
- $L(W)$ este operator diferențial care conține derivate după coordonate spațiale;
- $p(t) = p \cdot f(t)$ este încărcarea cu valoarea maximă p a încărcării dinamice din figura 2.10.6;
- $f_1(M), f(t)$ sunt funcții care descriu variația încărcării pe suprafața construcției;
- m este masa distribuită.

Expresia deplasării dinamice a modelului are forma:

$$W(M, t) = p \cdot F(M) \cdot T(t); \qquad (2.10.18)$$

- $F(M)$, în funcție de coordonatele spațiale, redă deformațiile construcției sub încărcarea statică $f_1(M)$.

Inițial se determină funcția $F(M)$ ca soluție a ecuației diferențiale.

$$L(F) = f_1(M) \qquad (2.10.19)$$

care satisface condițiile de margine impuse structurii.

Funcția $T(t)$ descrie variația în timp a deplasărilor construcției și prin aceasta și a eforturilor. Aplicând metoda Bubnov–Galerkin rezultă următoarea ecuație diferențială pentru funcția $T(t)$.

$$\ddot{T}(t) + \omega^2 T(t) = \omega^2 f(t) \qquad (2.10.20)$$

cu ω – pulsația circulară proprie oscilațiilor libere pentru forma întâi de deformație (identice cu forma deformațiilor statice din $f_1(M)$).

Pulsația ω este definită prin formula:

$$\omega^2 = \frac{\int f_1(M) \cdot F(M) \cdot dM}{m \int F^2(M) \cdot dM}. \qquad (2.10.21)$$

Dacă $T(t)$ se calculează din ecuația (2.10.20) se pot determina deformațiile construcției la un moment oarecare $W(M, t)$ din ecuația (2.10.18) și eforturile, cu ajutorul deformațiilor deja cunoscute, cu formule din mecanica construcțiilor.

Dacă expresia ω și variația în timp a deformațiilor este complicată, efectul dinamic asupra eforturilor și deplasărilor se poate obține prin multiplicarea valorilor din încărcarea statică cu funcția de timp $T(t)$.

Valoarea maximă a funcției de timp $T(t)$ se numește coeficient dinamic. Funcția de timp $T(t)$ depinde de tipul încărcării și de proprietățile dinamice ale construcției (ω, m).

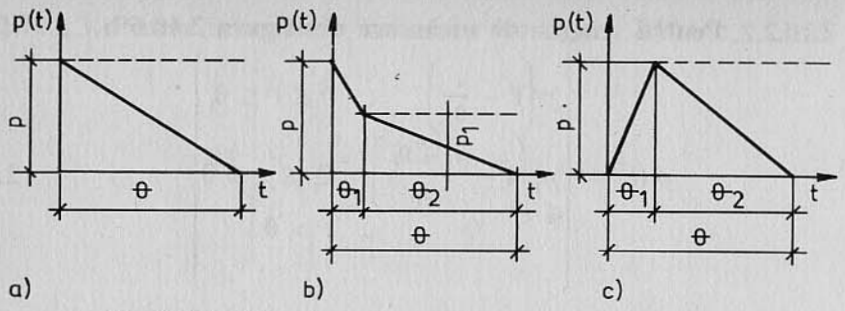


Fig. 2.10.6. Cele trei cazuri de încărcare în cazul exploziilor

Sunt date funcțiile de timp $T(t)$ și expresiile coeficienților dinamici K_{din} pentru cele trei cazuri de încărcare care intervin în cazul încărcărilor din explozii (fig. 2.10.6).

2.10.2.1. Pentru schema de încărcare din figura 2.10.6 a

$$p(t) = \begin{cases} p\left(1 - \frac{t}{\theta}\right); & 0 \le t \le \theta \\ 0 \quad ; & t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.22)$$

$$T(t) = \begin{cases} 1 - \frac{t}{\theta} - \cos \omega t + \frac{\sin \omega t}{\omega\theta}; & 0 \le t \le \theta \\ A \sin \omega(t - \theta) + B \cos \omega(t - \theta); & t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.23)$$

cu:

$$A = \sin \omega\theta - \frac{1 - \cos \omega\theta}{\omega\theta}; \quad B = -\cos \omega\theta + \frac{\sin \omega\theta}{\omega\theta}$$

$$k_{dm} = \begin{cases} 2\left(1 - \frac{\text{arc tan } \omega\theta}{\omega\theta}\right) \text{ pentru } (\omega\theta) > 2{,}33 \\ \frac{1}{\omega\theta} \int 4 \sin^4 \frac{\omega\theta}{2} + (\omega\theta - \sin \omega\theta)^2; \; (\omega\theta) < 2{,}33 \end{cases} \qquad (2.10.24)$$

pentru $(\omega, \theta) > 200$ $K_{din} = 2$.

Variația coeficientului dinamic este prezentată în figura 2.10.7.

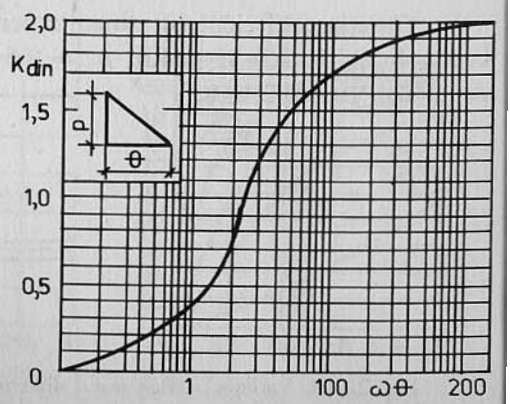


Fig. 2.10.7. Variația coeficientului dinamic, schema *a*

Ecuația diferențială a mișcării construcției este de forma:

$$m \cdot \ddot{W} + L(W) = p(t) \cdot f_1(M) \qquad (2.10.17)$$

în care:

- $-W(M, t)$ este deplasarea punctului în care se consideră concentrată masa inerțială M la timpul t;
- $-L(W)$ este operator diferențial care conține derivate după coordonate spațiale;
- $-p(t) = p \cdot f(t)$ este încărcarea cu valoarea maximă p a încărcării dinamice din figura 2.10.6;
- $-f_1(M), f(t)$ sunt funcții care descriu variația încărcării pe suprafața construcției;
- $-m$ este masa distribuită.

Expresia deplasării dinamice a modelului are forma:

$$W(M, t) = p \cdot F(M) \cdot T(t); \qquad (2.10.18)$$

- $F(M)$, în funcție de coordonatele spațiale, redă deformațiile construcției sub încărcarea statică $f_1(M)$.

Inițial se determină funcția $F(M)$ ca soluție a ecuației diferențiale.

$$L(F) = f_1(M) \qquad (2.10.19)$$

care satisface condițiile de margine impuse structurii.

Funcția $T(t)$ descrie variația în timp a deplasărilor construcției și prin aceasta și a eforturilor. Aplicând metoda Bubnov–Galerkin rezultă următoarea ecuație diferențială pentru funcția $T(t)$.

$$\ddot{T}(t) + \omega^2 T(t) = \omega^2 f(t) \qquad (2.10.20)$$

cu ω – pulsația circulară proprie oscilațiilor libere pentru forma întâi de deformație (identice cu forma deformațiilor statice din $f_1(M)$).

Pulsația ω este definită prin formula:

$$\omega^2 = \frac{\int f_1(M) \cdot F(M) \cdot dM}{m \int F^2(M) \cdot dM}. \qquad (2.10.21)$$

Dacă $T(t)$ se calculează din ecuația (2.10.20) se pot determina deformațiile construcției la un moment oarecare $W(M, t)$ din ecuația (2.10.18) și eforturile, cu ajutorul deformațiilor deja cunoscute, cu formule din mecanica construcțiilor.

Dacă expresia ω și variația în timp a deformațiilor este complicată, efectul dinamic asupra eforturilor și deplasărilor se poate obține prin multiplicarea valorilor din încărcarea statică cu funcția de timp $T(t)$.

Valoarea maximă a funcției de timp $T(t)$ se numește coeficient dinamic. Funcția de timp $T(t)$ depinde de tipul încărcării și de proprietățile dinamice ale construcției (ω, m).

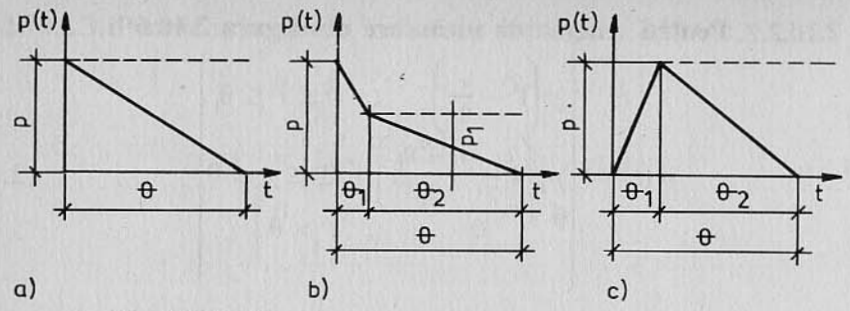


Fig. 2.10.6. Cele trei cazuri de încărcare în cazul exploziilor

Sunt date funcțiile de timp $T(t)$ și expresiile coeficienților dinamici K_{din} pentru cele trei cazuri de încărcare care intervin în cazul încărcărilor din explozii (fig. 2.10.6).

2.10.2.1. Pentru schema de încărcare din figura 2.10.6 a

$$p(t) = \begin{cases} p\left(1 - \frac{t}{\theta}\right); & 0 \le t \le \theta \\ 0 \quad ; & t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.22)$$

$$T(t) = \begin{cases} 1 - \frac{t}{\theta} - \cos \omega t + \frac{\sin \omega t}{\omega\theta}; & 0 \le t \le \theta \\ A \sin \omega(t - \theta) + B \cos \omega(t - \theta); & t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.23)$$

cu:

$$A = \sin \omega\theta - \frac{1 - \cos \omega\theta}{\omega\theta}; \quad B = -\cos \omega\theta + \frac{\sin \omega\theta}{\omega\theta}$$

$$k_{dm} = \begin{cases} 2\left(1 - \frac{\text{arc tan } \omega\theta}{\omega\theta}\right) \text{ pentru } (\omega\theta) > 2{,}33 \\ \frac{1}{\omega\theta} \int 4 \sin^4 \frac{\omega\theta}{2} + (\omega\theta - \sin \omega\theta)^2; \; (\omega\theta) < 2{,}33 \end{cases} \qquad (2.10.24)$$

pentru $(\omega, \theta) > 200$ $K_{din} = 2$.

Variația coeficientului dinamic este prezentată în figura 2.10.7.

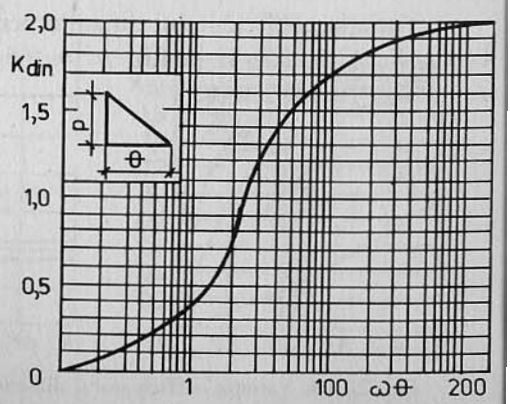


Fig. 2.10.7. Variația coeficientului dinamic, schema *a*

2.10.2.2. Pentru schema de încărcare din figura 2.10.6 b

$$p(t) = \begin{cases} p\left(1 - \frac{t}{\theta_1}\right) & ; \quad 0 \le t \le \theta_1 \\ p_1\left(1 - \frac{t - \theta_1}{\theta_2}\right); & \theta_1 \le t \le \theta \\ 0 & ; \quad t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.25)$$

cu:

$$\bar{\theta}_1 = \frac{\theta_1}{1 - \Delta}; \quad \Delta = \frac{p_1}{p}; \quad \theta_1 = t_{ums}.$$

$$T(t) = \begin{cases} 1 - \frac{t}{\theta_1} - \cos \omega t + \frac{\sin \omega t}{\omega\theta_1} & ; \quad \theta \le t \le \theta_1 \\ \left(1 - \frac{t - \theta_1}{\theta_2}\right) + a_1 \sin \omega (t - \theta_1) - a_2 \cos \omega (t - \theta_1) & ; \quad \theta_1 < t < \theta \\ A \cos \omega (t - \theta) + B \sin \omega (t - \theta) & ; \quad t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.26)$$

cu:

$$a_1 = \sin \omega\theta_1 - \frac{1 - \cos \omega\theta_1}{\omega\theta_1} + \frac{\Delta}{\omega\theta_2}$$

$$a_2 = \cos \omega\theta_1 - \sin \frac{\omega\theta_1}{\omega\theta_1}$$

$$A = a_1 \sin \omega\theta_1 - a_2 \cos \omega\theta_2$$

$$B = -\frac{A}{\omega\theta_2} + a_1 \cos \omega\theta_2 + a_2 \sin \omega\theta_2.$$

Coeficientul dinamic K_{din} – cea mai mare valoare din (2.10.26):

$$K_{din} = 2\left(1 - \frac{\text{arc tan } \omega\bar{\theta}_1}{\omega\bar{\theta}_1}\right). \qquad (2.10.27)$$

Variația coeficientului dinamic pentru încărcarea din (2.10.25) și pentru $p_1 = 0{,}5$ este prezentată în figura 2.10.8.

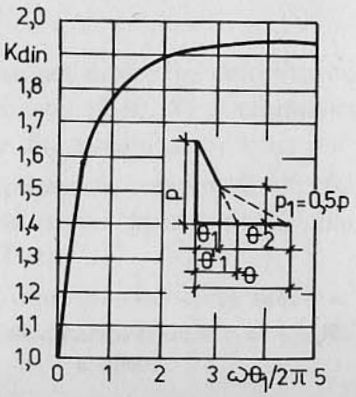


Fig. 2.10.8. Variația coeficientului dinamic, schema *b*

2.10.2.3. Pentru schema de încărcare din figura 2.10.6 c

$$p(t) \begin{cases} p\,\frac{1}{\theta_1} & ; \quad 0 \le t \le \theta_1 \\ p\left(1 - \frac{t - \theta_1}{\theta_2}\right); & \theta_1 \le t \le \theta \\ 0 & ; \quad t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.28)$$

$$T(t) = \begin{cases} \frac{1}{\theta_1} - \frac{\sin \omega t}{\omega\theta_1} & ; \quad 0 \le t \le \theta_1 \\ 1 - \frac{1 - \theta_1}{\theta_2} + \left(\frac{1}{\omega\theta_1} + \frac{1}{\omega\theta_2}\right) \sin \omega (t - \theta_1) - \frac{\sin \omega t}{\omega\theta_1} & ; \quad \theta_1 \le t \le \theta \\ A \cos \omega (t - \theta) + B \sin \omega (t - \theta) & ; \quad t > \theta \end{cases} \qquad (2.10.29)$$

cu:

$$A = \left(\frac{1}{\omega\theta_1} + \frac{1}{\omega\theta_2}\right) \sin \omega\theta_2 - \frac{\sin \omega\theta}{\omega\theta_1}$$

$$B = -\frac{1}{\omega\theta_2} + \left(\frac{1}{\omega\theta_1} + \frac{1}{\omega\theta_2}\right) \cos \omega\theta_2 - \frac{\cos \omega\theta}{\omega\theta_1}.$$

Coeficientul dinamic rezultă ca cea mai mare valoare din (2.10.29).

$$k_{din} = 1 + \frac{2\left(\sin \frac{\omega\theta_1}{2}\right)}{\omega\theta_1}; \text{ pentru } \omega\theta_2 > 200. \qquad (2.10.30)$$

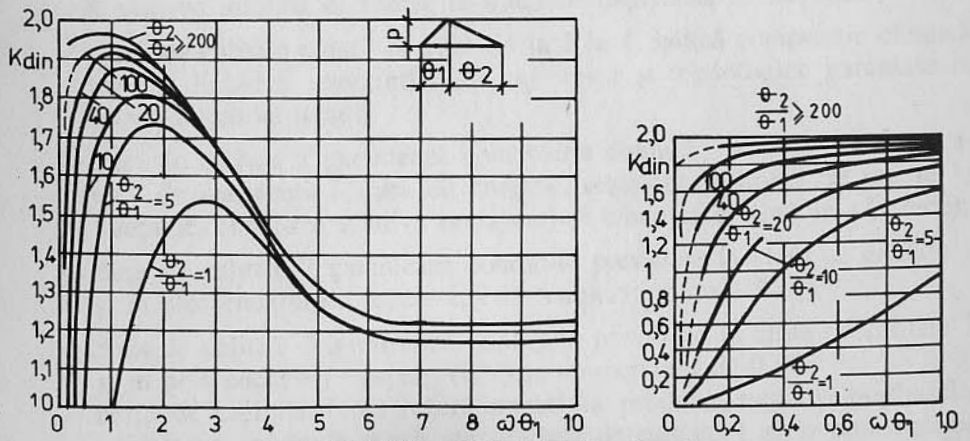


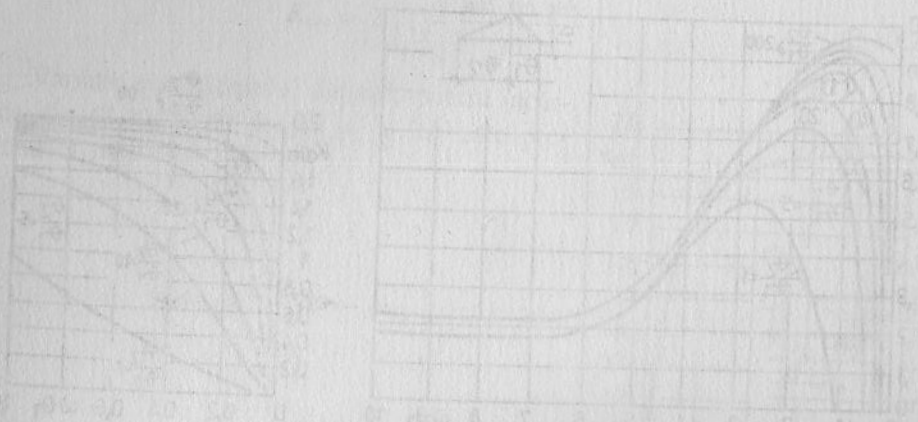
Fig. 2.10.9. Variația coeficientului dinamic, schema *c*

Valoarea coeficientului dinamic, pentru diferite rapoarte θ_2/θ_1 rezultă din diagrama prezentată în figura 2.10.9. La o scară mai mare este arătată variația valorii coeficientului k_{din} între $\omega\theta_1 = 0 \div 10$ și pentru valori $\omega\theta_1$ între zero și unu.

Eforturile și deformațiile finale în diferite secțiuni ale structurii se obțin prin suprapunerea efectului static al încărcării dinamice cu intensitatea p multiplicat cu coeficientul dinamic, cu efectul încărcării statice q (greutatea permanentă și încărcarea utilă).

$$M_{max} = M_p k_{din} + M_q \qquad (2.10.31)$$

$$y_{max} = y_p \cdot k_{din} + y_p. \qquad (2.10.32)$$



CAPITOLUL 3

MATERIALE

3.1. OȚELURI FOLOSITE LA EXECUTAREA CONSTRUCȚIILOR METALICE PRODUSE LAMINATE LA CALD

La executarea construcțiilor metalice se folosesc produse finite, laminate la cald, din oțel carbon și oțel aliat, care îndeplinesc condițiile prevăzute în STAS 500/1-89 și în standardele de produs după cum urmează:

- Oțel de uz general pentru construcții, mărcile OL 37, OL 44 și OL 52, conform STAS 500/2-80;
- Oțel cu granulație fină pentru construcții sudate mărcile OCS 44, OCS 52, OCS 55 și OCS 58 conform STAS 9021/15-89;
- Oțel rezistent la coroziune produsă de agenți atmosferici, mărcile RCA 37, RCA 52 și RCB 52 conform STAS 500/3-80;
- Benzi din oțel laminate la cald, conform STAS 908-90;
- Benzi din oțel laminate la rece, conform STAS 1945-90, pentru producerea profilelor cu pereți subțiri formate la rece.

Marca oțelului este definită printr-un sistem de notații care indică:

- Domeniul de utilizare a oțelului precizat printr-un simbol literar de exemplu: OL, OLT, OT, OLC;
- Rezistența minimă de rupere la tracțiune exprimată în daN/mm^2;
- Clasa de calitate notată cu cifre de la 1 la 4, indică compoziția chimică pe oțel lichid și caracteristicile mecanice și tehnologice garantate la livrarea oțelului astfel:
- clasa de calitate 1 garantează compoziția chimică, caracteristicile mecanice de rezistență (limita de curgere, rezistența minimă de rupere la tracțiune, alungirea relativă la rupere) și tehnologice (îndoirea la rece);
- clasa de calitate 2 garantează condițiile prevăzute la clasa de calitate 1 și în plus energia de rupere KV la temperatura de + 20 °C;
- clasa de calitate 3 garantează condițiile prevăzute la clasa de calitate 1 și în plus energia de rupere (KV) la temperatura de 0 °C;
- clasa de calitate 4, se referă numai la produse, table și platbande, garantează condițiile prevăzute la clasa de calitate 1 și în plus energia de rupere (KV) la temperatura –20 °C.

Simbolul clasei de calitate 4 se completează cu:

4.I pentru garantarea energiei de rupere la -30 °C;
4.II pentru garantarea energiei de rupere la -40 °C.
Gradul de dezoxidare a oţelului se notează cu:

n – oţel necalmat;
s – oţel semicalmat;
k – oţel calmat;
kf – oţel calmat suplimentar.

În tabelul 3.1 sunt date, pentru diferitele mărci de oţel produse în ţară, valorile rezistenţei minime de rupere la tracţiune f_u şi ale limitei de curgere f_y iar în tabelul 3.2 sunt date aceleaşi caracteristici mecanice după EUROCODE 3 pentru mărci de oţel comparabile cu mărcile româneşti.

Tabelul 3.1

Limita de curgere f_y şi rezistenţa la rupere f_u N / mm²

Marca oţelului	grosimea			
	$t \leq 16$ mm		$16 < t \leq 40$ mm	
	f_y N/mm²	f_u N/mm²	f_y N/mm²	f_u N/mm²
OL 34	210	340	200	340
OLT 35	220	350	210	350
OL 37, RCA 37	240	370	230	370
OLT 45	260	450	250	450
OL 44	280	440	270	440
OCS 44	285	440	275	440
OL 52	350	520	340	520
RCA 52, RCB 52	355	520	345	520
OCS 52	355	520	335	520
OCS 55	420	550	410	550
OCS 58	460	580	450	580

Tabelul 3.2

Limita de curgere şi rezistenţa la rupere N / mm²

Marca oţelului	grosimea			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 100$ mm*	
	f_y N/mm²	f_u N/mm²	f_y N/mm²	f_u N/mm²
EN 10025				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
pr EN 10113				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

* table şi produse plate, grosimea < 63 mm

3.2. REZISTENŢE DE CALCUL

Valorile rezistenţelor de calcul R_d pentru mărcile de oţel din tabelul 3.1 sunt date în tabelul 3.3. Rezistenţele de calcul sunt obţinute din împărţirea valorii limitei de curgere cu coeficientul parţial de siguranţă γ_M, coeficient supraunitar care acoperă variaţiile probabile ale rezistenţei normate f_y precum şi abaterile dimensionale ale secţiunii elementelor structurii conform toleranţelor admise la livrarea produselor laminate.

După EUROCODE 3 acest coeficient are o valoare unică $\gamma_M = 1{,}1$ indiferent de marca oţelului.

Tabelul 3.3

Rezistenţe de calcul R şi R_f [N/mm²]

Marca oţelului	γ_M	R		R_f	
		grosimea t mm		grosimea t mm	
		$t \leq 16$ mm	$16 < t \leq 40$	$t \leq 16$ mm	$16 < t \leq 40$
OLT 35	1,10	210	200	125	120
OL 37, RCA 37	1,10	220	220	130	120
OLT 45	1,10	240	230	145	140
OL 44, OCS 44	1,12	260	250	155	150
OL 52, OCS 52					
RCA 52	1,15	315	300	190	180
OCS 55	1,20	360	340	215	210
OCS 58	1,20	390	370	245	220

3.3. CONDIŢII PENTRU ANALIZA GLOBALĂ A STRUCTURII DE REZISTENŢĂ

Pentru a putea folosi la calculul structurii de rezistenţă calculul în stadiul plastic (v. cap. 6) oţelul pus în operă trebuie să satisfacă următoarele condiţii suplimentare:

a) raportul dintre rezistenţa minimă de rupere la tracţiune f_u şi valoarea minimă a limitei de curgere f_y trebuie să respecte condiţia $f_u / f_y \geq 1{,}2$;

b) alungirea la rupere pe o lungime între repere de $5{,}65\sqrt{A_0}$, unde A_0 este aria secţiunii transversale iniţiale a epruvetei, nu trebuie să fie mai mică decât 15%;

c) diagrama tensiune–deformaţie specifică $\sigma - \varepsilon$, trebuie să arate că deformaţia ultimă ε_u, corespunzătoare rezistenţei minime la tracţiune f_u reprezintă cel puţin de 20 ori deformaţia ε_y corespunzătoare limitei de curgere f_y.

Oţelurile prezentate în cele două tabele 3.1 şi 3.2 satisfac condiţiile de mai sus.

3.4. ENERGIA DE RUPERE (DUPĂ EUROCODE 3)

Materialul pus în operă trebuie să aibă o energie de rupere suficientă pentru a putea fi evitată o rupere fragilă la cea mai joasă temperatură susceptibilă de a se produce în viața construcției. În anexa C (EUROCODE 3) este dată o metodă de calcul la rupere fragilă.

În cazul construcțiilor sudate sau nesudate, supuse la încărcări statice sau la încărcări repetate, dar nu cu caracter dinamic, nu este necesară verificarea prin calcul la rupere fragilă a elementelor structurii de rezistență dacă sunt satisfăcute condițiile specificate în tabelul 3.4. În funcție de cea mai joasă temperatură de serviciu, de calitatea materialului și de faptul dacă elementul este sau nu sudat și dacă este solicitat la compresiune sau întindere, din tabelul 3.4 din EUROCODE 3 rezultă grosimea maximă a pereților care alcătuiesc secțiunea transversală a elementului.

Tabelul 3.4

Grosimile maximale ale elementelor structurii solicitate static fără referințe la anexa C

	Marca și calitatea oțelului	Grosimi maxime în (mm) pentru cea mai joasă temperatură de serviciu					
		0 °C		−10 °C		−20 °C	
	Condiții de serviciu	S_1	S_2	S_1	S_2	S_1	S_2
Norma EN 10025	Fe 360 B	150	41	108	30	74	22
	Fe 360 C	250	110	250	75	187	53
	Fe 360 D	250	250	250	212	250	150
	Fe 430 B	90	26	63	19	45	14
	Fe 430 C	250	63	150	45	123	33
	Fe 430 D	250	150	250	127	250	84
	Fe 510 B	40	12	29	9	21	6
	Fe 510 C	106	29	73	21	52	16
	Fe 510 D	250	73	177	52	150	38
	Fe 510 DD	250	128	250	85	250	59
pr EN 10113	Fe E 275 KG	250	250	250	192	250	150
	Fe E 275 KT	250	250	250	250	250	250
	Fe E 355 KG	250	128	250	85	250	59
	Fe E 355 KT	250	250	250	250	250	150

S_1 – sau fără sudură – sau comprimat

S_2 – sudat și solicitat la întindere

3.5. CALITĂȚI DE OȚEL PENTRU ȘURUBURI ȘI NITURI ȘI REZISTENȚE DE CALCUL

Pentru șuruburi, rondele și piulițe sunt folosite clasele de calitate ale oțelurilor cu limitele de curgere f_y și rezistența de rupere la tracțiune date în tabelul 3.5. Clasele de calitate marcate în tabel cu asterisc respectiv 4.6, 5.6 și 6.6

Tabelul 3.5

Clase de calitate pentru șuruburi

Clasa	4.6*	4.8	5.6*	5.8	6.6*	6.8	8.8*	10.9*
f_y (N/mm^2)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_u (N/mm^2)	400	400	500	500	600	600	800	1000

* cuprinse și în STAS 10108/0-78.

din oțel de calitate normală și 8.8 și 10.9 din oțel de calitate foarte ridicată sunt prevăzute și în STAS.

În tabelul 3.6 sunt date valorile rezistențelor de calcul în funcția de categoria șurubului și de natura solicitărilor. În tabelul 3.7 sunt date valorile rezistențelor de calcul referitoare la presiunea diametrală în cazul când se produce o lunecare în îmbinare și se realizează contactul dintre tija cilindrică a șurubului și peretele găurii.

Valorile rezistențelor admisibile în cazul îmbinărilor cu nituri sunt date în tabelul 3.8. Niturile pentru construcțiile metalice executate din OL 37 vor fi executate din marca OL 34, iar pentru construcțiile executate din OL 44 și OL 52 vor fi executate din mărci de oțel care au calități bune la refulare și care asigură calități mecanice apropiate de acelea ale pieselor care se asamblează.

Tabelul 3.6

Rezistențe de calcul pentru șuruburi [N/mm^2]

Categoria șurubului	Solicitare	Simbol	Coeficient față de R	Rezistența de calcul [N/mm^2]					
				Forfecare și întindere în tija șuruburi din clasă			Presiune diametrală la construcții din		
				4,6	5,6	6,6	OL 37	OL 44	OL 52
Grosolane, semiprecise, precise, introduse în găuri Obișnuite	Forfecare	R_f^s	0,6	130	160	180	–	–	–
	Presiunea diametrală	R_p^s	1,6	–	–	–	340	400	480
	Întindere în tijă	R_i	0,8	170	210	240	–	–	–
Cu tijă precisă în găuri cu cel mult 0,3 mm mai mari decât diametrul șurubului	Forfecare	R_f^s	0,8	170	210	240	–	–	–
	Presiune diametrală	R_p^s	2,0	–	–	–	420	500	600
	Întindere în tijă	R_i^s	0,8	170	210	240	–	–	–
Buloane de ancoraj	Întindere în tijă	R_i	0,7	150	180	210	–	–	–

Tabelul 3.7

Rezistenţe de calcul pentru şuruburi [N/mm^2]

Solicitarea	Simbol	Coeficient faţă de R	Rezistenţa de calcul pentru construcţii din [N/mm^2]				
			OL 37	OL 44	OL 52	OCS 55	OCS 58
Presiune diametrală pentru cazul verificării speciale	R_p	3	630	750	900	1000	1100

Tabelul 3.8

Rezistenţe de calcul pentru nituri [N/mm^2]

Categoria şurubului	Simbol	Coeficient faţă de R	Rezistenţa de calcul [N/mm^2]				
			Forfecare şi întindere în $t_1\gamma$ pentru nituri din: [N/mm^2]		Presiune diametrală la construcţii din: [N/mm^2]		
			OL 34	OL 44	OL 37	OL 44	OL 52
Forfecare	R_f''	0,8	170	220	–	–	–
Presiune diametrală	R_p''	2,0	–	–	420	500	600
Întindere în tije	R_i	0,4	70	100	–	–	

3.6. MATERIALE PENTRU SUDARE

Materialele pentru sudare, electrozi şi sârme, vor fi astfel alese încât materialul depus prin sudare, după răcire, să aibă cel puţin rezistenţele mecanice ale pieselor care sunt asamblate prin sudare. În tabelul 3.9 sunt date valorile rezistenţelor de calcul pentru suduri în funcţie de tipul îmbinării, felul solicitării şi calitatea pieselor îmbinate.

3.7. TABELE DE PROFILE CU TĂLPI LATE

În Anexa A sunt date tabele cu diferitele tipuri de profile cu tălpi late după norme DIN şi EUROCODE. Pentru secţiunile stâlpilor clădirilor cu multe etaje sunt interesante profilele Tip I HD şi IPBS la care principiul tipizării pleacă de

Tabelul 3.9

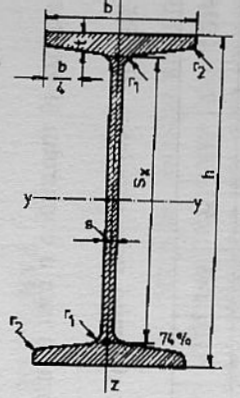
Rezistenţe de calcul pentru suduri

Tipul îmbinării	Solicitarea	Simbol	Coeficient faţă de R	Rezistenţa de calcul pentru suduri la elemente din oţel marca [N/mm^2]						
				OLT 35	OL 37	OLT 45	OL 44	OL 52	OCS 55	OCS 58
Cap la cap	Compresiune	R_c^s	1,0	200	210	230	250	300	340	370
	Întindere a) Suduri executate automat, semiautomat cu verificări nedistructive	R^s	1,0	200	210	230	250	300	340	370
	b) Suduri executate manual sau semiautomat	R^s	0,8	160	170	180	200	240	280	300
	Forfecare	R_f	0,6	120	130	140	150	180	210	220
Colţ	Forfecare	R_f	0,7	140	150	160	170	210	240	260
	Rezistenţa de calcul pentru profile şi table cu $t \leq 16$ mm									
Cap la cap	Compresiune	R_c	1,0	210	220	240	260	315	360	390
	Întindere a) Suduri executate automat, semiautomat, manual cu verificări nedistructive	R^s	1,0	210	220	240	260	315	360	390
	b) fără verificări nedistructive	R^s	0,8	170	175	190	210	250	290	310
	Forfecare	R_f	0,6	125	130	145	155	190	215	235

la un contur relativ acelaşi, scara secţiunilor diferind prin grosimea diferită a inimii şi tălpilor profilului.

Evidenţierea unui profil se face prin latura în mm a conturului şi greutatea lui pe metru liniar.

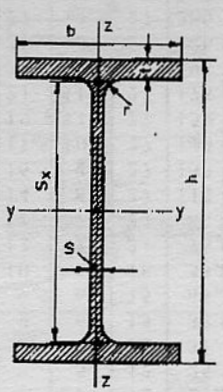
De exemplu pentru dimensiunea laturii conturului de 400 sunt prevăzute 16 profile HD cu secţiuni de la 238 cm^2 la 948 cm^2 (ANEXA – A8).



Profil I
STAS 565-71
DIN 1025 – 63

Profil I	Dimensiuni mm					Aria	Masa	Supr. lat.	Încovoiere față de axă						S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	A	G	U	I_y	W_y	i_y	I_z	W_z	i_z							
						cm²	kg/m	m²/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm³	cm	cm⁴	cm⁶	cm³	cm³	cm²
8	80	42	5,77	3,9	2,3	7,6	5,9	0,30	77,8	19,5	3,20	6,3	3,00	0,91	11,4	6,84	0,87	88	22,8	5,3	2,65
10	100	50	6,64	4,5	2,7	10,6	8,3	0,37	171	34,2	4,01	12,2	4,88	1,07	19,9	8,57	1,60	268	39,8	8,7	3,89
12	120	58	7,52	5,1	3,1	14,2	11,2	0,44	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	31,8	10,3	2,71	685	63,6	13,3	5,33
14	140	66	8,40	5,7	3,4	18,3	14,4	0,50	573	81,9	5,40	36,2	10,71	1,40	47,7	12,0	4,32	1540	95,4	19,3	6,99
16	160	74	9,28	6,3	3,8	22,8	17,9	0,57	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	68,0	13,7	6,57	3140	136,0	26,8	8,88
18	180	82	10,16	6,9	4,1	27,9	21,9	0,64	1450	161	7,20	81,3	19,8	1,71	93,4	15,5	9,58	5920	186,8	36,1	11,0
20	200	90	11,01	7,5	4,5	33,5	26,3	0,71	2140	214	8,00	117	26,0	1,87	125	17,2	13,5	10520	250	47,1	13,3
22	220	98	11,92	8,1	4,9	39,6	31,1	0,77	3060	278	8,80	162	33,1	2,02	162	18,9	18,6	17760	324	60,4	15,8
24	240	106	12,80	8,7	5,2	46,1	36,2	0,84	4250	354	9,59	221	41,7	2,20	206	20,6	25,0	28730	412	76,0	18,6
26	260	113	13,77	9,4	5,6	53,4	41,9	0,91	5740	442	10,40	288	55,0	2,32	257	22,3	33,5	44070	514	93,0	21,8
28	280	119	14,85	10,1	6,1	61,1	48,0	0,97	7590	542	11,10	364	61,2	2,45	316	24,0	44,2	64580	632	111,6	25,2
30	300	125	15,82	10,8	6,5	69,1	54,2	1,03	9800	653	11,90	451	72,2	2,56	381	25,7	56,8	91850	762	131,4	28,9
32	320	131	16,92	11,5	6,9	77,8	61,1	1,09	12510	782	12,70	555	84,7	2,67	457	27,4	72,5	128800	914	155,3	32,8
34	340	137	18,30	12,2	7,3	86,7	68,0	1,15	15700	923	13,50	674	98,4	2,80	540	29,1	90,4	178300	1080	183,0	37,0
36	360	143	19,05	13,0	7,8	97,1	76,2	1,21	19610	1090	14,20	818	114,0	2,90	678	30,7	115	240100	1356	208,4	41,7
40	400	155	21,10	14,4	8,6	118,0	92,4	1,33	29210	1460	15,70	1160	149,0	3,13	857	34,1	170	419600	1714	272,0	51,9
45	450	170	24,30	16,2	9,7	147,0	115,0	1,48	45850	2040	17,70	1730	203	3,43	1200	38,3	267	791100	2400	377,5	65,2
50	500	185	27,00	18,0	10,8	179,0	141,0	1,63	68740	2750	19,60	2480	268	3,72	1620	42,4	402	1403000	3240	498,2	80,3

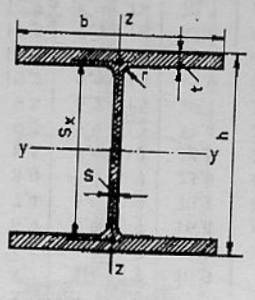
ANEXA – A2



I PE
DIN 1025-65
EURONORM 19 – 57

Profil I PE	Dimensiuni mm					Aria	Masa	Supr. lat.	Încovoiere față de axă						S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	A	G	U	I_y	W_y	i_y	I_z	W_z	i_z							
						cm²	kg/m	m²/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm³	cm	cm⁴	cm⁶	cm³	cm³	cm²
80	80	46	5,2	3,8	5	7,6	6,0	0,33	80	20	3,24	8,5	3,69	1,05	11,6	6,90	0,70	118	23,2	5,7	2,64
100	100	55	5,7	4,1	7	10,3	8,1	0,40	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	19,7	8,68	1,21	351	39,4	9,0	3,67
120	120	64	6,3	4,4	7	13,2	10,4	0,47	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	30,4	10,50	1,74	890	60,8	13,4	4,72
140	140	73	6,9	4,7	7	16,4	12,9	0,55	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	44,2	12,30	2,45	1980	88,4	19,0	5,93
160	160	82	7,4	5,0	9	20,1	15,8	0,62	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	61,9	14,00	3,62	3960	123,9	25,7	7,26
180	180	93	8,0	5,3	9	23,9	18,8	0,70	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	83,2	15,80	4,81	7430	166,4	38,3	8,69
200	200	100	8,5	5,6	12	28,5	22,4	0,77	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	110	17,60	7,01	12990	220	43,8	10,2
220	220	110	9,2	5,9	12	33,4	26,2	0,85	2770	252	9,11	205	37,3	2,53	143	19,40	9,10	22670	286	57,4	11,9
240	240	120	9,8	6,2	15	39,1	30,7	0,92	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	183	21,20	12,90	37390	366	72,5	13,7
270	270	135	10,2	6,6	15	45,9	36,1	1,04	5790	429	11,20	420	62,2	3,02	242	23,90	16,00	70580	484	95,5	16,5
300	300	150	10,7	7,1	15	53,8	42,2	1,16	8360	587	12,50	604	80,5	3,35	314	26,60	20,20	125900	628	123,8	19,8
330	330	160	11,5	7,5	18	62,6	49,1	1,25	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	402	29,30	28,30	199100	804	151,4	23,0
360	360	170	12,7	8,0	18	72,7	57,1	1,35	16270	904	15,0	1040	123,0	3,79	510	31,90	37,50	313600	1020	188,6	26,8
400	400	180	13,5	8,6	21	84,5	66,3	1,47	23130	1160	16,5	1320	146,0	3,95	654	35,40	51,30	490000	1308	225,2	32,1
450	450	190	14,6	9,4	21	98,8	77,6	1,61	33740	1500	18,5	1680	176,0	4,12	851	39,70	67,20	791000	1702	272,4	39,5
500	500	200	16,0	10,2	21	116,0	90,7	1,74	48200	1930	20,4	2140	214,0	4,31	1100	43,90	89,60	1249000	2200	331,7	47,7
550	550	210	17,2	11,1	24	134,0	106,0	1,88	67120	2440	22,3	2670	254,0	4,45	1390	48,20	124,00	1884000	2780	394,7	57,2

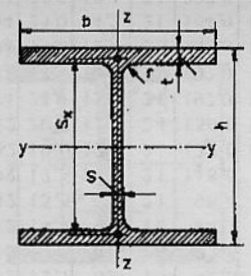
ANEXA– A3



HE-A
DIN 1025
EURONORM 53-62 (HE-A)

Profil HE-A I PBI	Dimensiuni mm					Aria A	Masa G	Supr. lat. U	Încovoiere față de axă						S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	cm^2	kg/m	m^2/m	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z cm^4	W_z cm^3	i_z cm	cm^3	cm	cm^4	cm^6	cm^3	cm^3	cm^2
100	96	100	8	5	12	21,2	16,7	0,56	349	72,8	4,06	134	26,8	2,51	41,5	8,4	5,3	2580	83	42	4,0
120	114	120	8	5	12	25,3	19,9	0,67	606	106	4,89	231	38,5	3,02	59,7	10,1	6,0	6470	119	59	4,9
140	133	140	8,5	5,5	12	31,4	24,7	0,79	1030	155	5,73	389	55,6	3,52	86,7	11,9	8,2	15060	173	87	6,4
160	152	160	9	6	15	38,8	30,4	0,91	1670	220	6,57	616	76,9	3,98	123	13,6	12,3	31410	246	120	8,0
180	171	180	9,5	6	15	45,3	35,5	1,02	2510	294	7,45	925	103	4,52	162	15,5	14,9	60120	324	155	9,1
200	190	200	10	6,5	18	53,8	42,3	1,14	3690	389	8,28	1340	134	4,98	215	17,2	21,1	108000	430	203	11,0
240	230	240	12	7,5	21	76,8	60,3	1,37	7760	675	10,1	2770	231	6,00	372	20,9	41,8	328500	744	348	15,4
260	250	260	12,5	7,5	24	86,8	68,2	1,48	10450	836	11,0	3670	282	6,50	460	22,7	52,7	515400	920	425	16,9
300	290	300	14	8,5	27	112	88,3	1,72	18260	1260	12,7	6310	421	7,49	692	26,4	85,6	1200000	1384	634	22,3
340	330	300	16,5	9,5	27	133	106	1,79	27690	1680	14,4	7440	496	7,46	925	29,9	129	1824000	1850	749	28,3
360	350	300	17,5	10	27	143	112	1,83	33090	1890	15,2	7890	526	7,43	1040	31,7	149	2177000	2080	796	31,5
400	390	300	19	11	27	159	125	1,91	45070	2310	16,8	8560	571	7,34	1280	35,2	190	2942000	2560	864	38,7
450	440	300	21	11,5	27	178	140	2,01	63720	2900	18,9	9470	631	7,29	1610	39,6	245	4148000	3220	958	45,7
500	490	300	23	12	27	198	155	2,11	86970	3550	21,0	10370	691	7,24	1970	44,1	310	5643000	3940	1051	53,3
600	590	300	25	13	27	226	178	2,31	141200	4790	25,0	11270	751	7,05	2680	52,8	399	8978000	5360	1147	70,2
700	690	300	27	14,5	27	260	204	2,50	215300	6240	28,8	12180	812	6,84	3520	61,2	515	13350000	7040	1248	92,2
800	790	300	28	15	30	286	224	2,70	303400	7680	32,6	12640	843	6,65	4350	69,8	599	18290000	8700	1301	110,1
1000	990	300	31	16,5	30	347	272	3,10	553800	11190	40,0	14000	934	6,35	6410	86,4	824	32070000	12820	1457	153,1

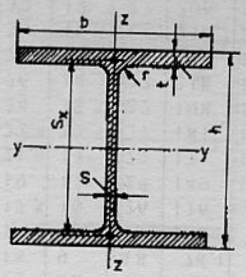
ANEXA– A4



HE-B
DIN 1025-63
EURONORM 53-62 (HE-B)

Profil IPB IHE-B	Dimensiuni mm					Aria A	Masa G	Supr. lat. U	Încovoiere față de axă						S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	cm^2	kg/m	m^2/m	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z	W_z cm^3	i_z cm	cm^3	cm	cm^4	cm^6	cm^3	cm^3	cm^2
100	100	100	10	6	12	26,0	20,4	0,57	450	90	4,16	167	33,5	2,53	52,1	8,6	9,3	3380	104	51,7	4,8
120	120	120	11	6,5	12	34,0	26,7	0,69	864	144	5,04	318	52,9	3,06	82,6	10,5	13,9	9410	165	80,2	6,4
140	140	140	12	7	12	43,0	33,7	0,81	1510	216	5,90	550	78,5	3,58	123	12,3	20,1	22480	246	119	8,1
160	160	160	13	8	15	54,3	47,6	0,92	2490	311	6,78	889	111	4,05	177	14,1	31,3	47940	354	168	10,7
180	180	180	14	8,5	15	65,3	51,2	1,04	3830	426	7,66	1360	151	4,57	241	15,9	42,3	93750	482	229	12,9
200	200	200	15	9	18	78,1	61,3	1,15	5700	570	8,54	2000	200	5,07	321	17,7	59,5	171100	642	303	15,3
240	240	240	17	10	21	106	83,2	1,38	11260	938	10,3	3920	327	6,08	527	21,4	103	486900	1054	495	20,6
260	260	260	17,5	10	26	116	93,0	1,50	14920	1150	11,2	5130	395	6,58	641	23,3	124	753700	1282	597	22,5
300	300	300	19	11	27	149	117	1,73	25170	1680	13,0	8560	571	7,58	934	26,9	186	1688000	1868	862	28,8
340	340	300	21,5	12	27	171	134	1,81	36660	2160	14,6	9690	646	7,53	1200	30,4	258	2454000	2400	973	35,6
360	360	300	22,5	12,5	27	181	142	1,85	43190	2400	15,5	10140	676	7,49	1340	32,2	293	2883000	2680	1025	39,4
400	400	300	24	13,5	27	198	155	1,93	57680	2880	17,1	10820	721	7,40	1620	35,7	357	3817000	3240	1096	47,5
450	450	300	26	14	27	218	171	2,03	79890	3550	19,1	11720	781	7,33	1990	40,1	442	5258000	3980	1190	55,7
500	500	300	28	14,5	27	239	187	2,12	107200	4290	21,2	12620	842	7,27	2410	44,5	540	7018000	4820	1284	64,4
600	600	300	30	15,5	27	270	212	2,32	171000	5700	25,2	13530	902	7,08	3210	53,2	669	10970000	6420	1382	83,7
700	700	300	32	17	27	306	241	2,52	256900	7340	29,0	14440	963	6,87	4160	61,7	833	16060000	8320	1487	108,1
800	800	300	33	17,5	30	354	262	2,71	359100	8980	32,8	14900	994	6,68	5110	70,2	948	21840000	10220	1541	128,4
1000	1000	300	36	19	30	400	314	3,11	644700	12890	40,1	16280	1090	6,38	7430	86,8	1260	37640000	14860	1704	176,3

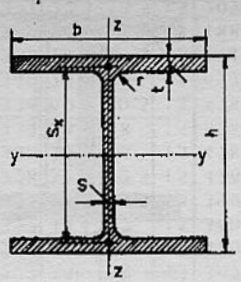
ANEXA– A5



I PE0, I PEV
Din programul de laminare
Thyssen Stahl AG & Peiner
Salzgitter AG

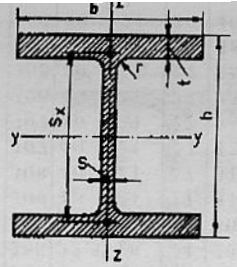
Profil I PEO IPEV	Dimensiuni m					Aria A	Masa G	Supr. lat. U	Încovoiere față de axă						S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	cm^2	kg/m	m^2/m	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z cm^4	W_z cm^3	i_z cm	cm^3	cm	cm^4	cm^6	cm^3	cm^3	cm^2
180	182	92	9	6	9	27,1	21,3	0,70	1510	165	7,45	117	25,5	2,08	94,6	15,9	6,8	8740	189	39,5	9,8
200	202	102	9,5	6,2	12	32,0	25,1	0,78	2210	219	8,32	169	33,3	2,30	125	17,7	9,5	15570	250	51,2	11,3
220	222	112	10,2	6,6	12	37,4	29,4	0,86	3130	282	9,16	240	42,8	2,53	161	19,5	12,3	26790	322	66,2	13,3
240	242	122	10,8	7,0	15	43,7	34,3	0,93	4370	361	10,0	329	53,9	2,74	205	21,3	17,3	43680	410	83,2	15,4
270	274	136	12,2	7,5	15	53,8	42,3	1,05	6950	507	11,4	514	75,5	3,04	287	24,2	25,0	87640	574	116,3	18,7
300	304	152	12,7	8,0	15	62,8	49,3	1,17	9990	658	12,6	746	98,3	3,45	372	26,9	31,2	157700	744	151,1	22,3
330	334	162	13,5	8,5	18	72,6	57,0	1,27	13910	833	13,8	960	119	3,64	471	29,5	42,3	245700	942	182,7	26,1
360	364	172	14,7	9,2	18	84,1	66,0	1,37	19050	1050	15,1	1250	145	3,86	593	32,1	56,0	380300	1186	224,5	30,8
400	404	182	15,5	9,7	21	96,4	75,7	1,48	26750	1320	16,7	1560	172	4,03	751	35,6	73,4	587600	1502	265,5	36,2
450	456	192	17,6	11,0	21	118,0	92,4	1,62	40920	1790	18,7	2090	217	4,21	1020	40,0	109	997600	2040	337,1	46,3
500	506	202	19,0	12,0	21	137,0	107,0	1,76	57780	2280	20,6	2620	260	4,38	1310	442	144	1548000	2620	404,5	56,1
550	556	212	20,2	12,7	24	156,0	123,0	1,89	79160	2850	22,5	3220	304	4,55	1630	48,5	188	2302000	3260	474,7	65,5
600	610	224	24,0	15,0	24	197,0	154,0	2,05	118300	3880	24,5	4520	404	4,79	2240	52,9	319	3860000	4480	633,7	84,3
400	408	182	17,5	10,6	21	107,0	84,0	1,49	30140	1480	16,8	1770	194	4,04	841	35,8	99,4	670300	1681	300,3	39,5
450	460	194	19,6	12,4	21	132,0	104,0	1,64	46200	2010	18,7	2400	247	4,26	1150	40,2	150	1156000	2300	385,0	52,2
500	514	204	23,0	14,2	21	164,0	129,0	1,78	70720	2750	20,8	3270	321	4,47	1580	44,6	244	1961000	3160	502,2	66,4
550	566	216	25,2	17,1	24	202,0	159,0	1,92	102300	3620	22,5	4260	395	4,60	2100	48,7	382	3095000	4200	627,0	88,1
600	618	228	28,0	18,0	24	234,0	184,0	2,08	141600	4580	24,6	5570	489	4,88	2660	53,2	514	4813000	5320	773,3	101,1

ANEXA– A6



HE-M
EURONORM 53-62
IPBv – DIN 1025

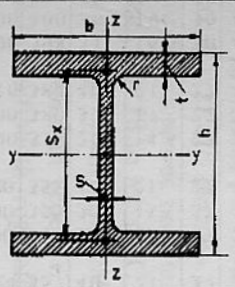
Profil HE-M (IPB$_V$)	Dimensiuni mm					Aria A	Masa G	Supr. lat. U	Încovoiere față de axă						S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	cm^2	kg/m	m^2/m	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z cm^4	W_z cm^3	i_z cm	cm^3	cm	cm^4	cm^6	cm^3	cm^3	cm^2
100	120	106	20	12	12	53,2	41,8	0,62	1140	190	4,63	399	75,3	2,74	118	9,7	68,4	9930	236	115	9,6
120	140	126	21	12,5	12	66,4	52,1	0,74	2020	288	5,51	703	112	3,25	175	11,5	91,9	24790	350	171	12,2
140	160	146	22	13	12	80,6	63,2	0,86	3290	411	6,39	1140	157	3,77	247	13,3	120	54330	594	239	15,1
160	180	166	23	14	15	97,1	76,2	0,97	5100	566	7,25	1760	212	4,36	337	15,1	163	108100	674	310	18,7
180	200	186	24	14,5	15	113	88,9	1,09	7480	748	8,13	2580	277	4,77	442	16,9	204	199300	884	423	22,0
200	220	206	25	15	18	131	103	1,20	10640	967	9,00	3650	354	5,27	568	18,7	260	346300	1136	540	25,5
240	270	248	32	18	21	200	157	1,46	24290	1800	11,0	8150	657	6,39	1060	22,9	629	1152000	2120	1000	37,1
260	290	268	32,5	18	24	220	172	1,57	31310	2160	11,9	10450	780	6,90	1260	24,8	721	1728000	2520	1185	40,5
300	340	310	39	21	27	303	238	1,83	59200	3480	14,0	19400	1250	8,00	2040	29,0	1410	4386000	4080	1909	55,0
340	377	309	40	21	27	316	248	1,90	76370	4050	15,6	19710	1280	7,90	2360	32,4	1510	5584000	4720	1941	62,3
360	395	308	40	21	27	319	250	1,93	84870	4300	16,3	19520	1270	7,83	2490	34,0	1510	6137000	4980	1932	66,1
400	432	307	40	21	27	326	256	2,00	104100	4820	17,9	19330	1260	7,70	2790	37,4	1520	7410000	5580	1924	73,9
450	478	307	40	21	27	335	263	2,10	131500	5500	19,8	19340	1260	7,59	3170	41,5	1530	9251000	6340	1929	83,6
500	524	306	40	21	27	344	270	2,18	161900	6180	21,7	19150	1250	7,46	3550	45,7	1540	11190000	7100	1932	93,2
600	620	305	40	21	27	364	285	2,37	237400	7660	25,6	18970	1240	7,22	4390	54,1	1570	15910000	8780	1920	113,3
700	716	304	40	21	27	383	301	2,56	329300	9200	29,3	18800	1240	7,01	5270	62,5	1590	21400000	10540	1917	134,0
800	814	303	40	21	30	404	317	2,75	442600	10870	33,1	18630	1230	6,79	6240	70,9	1650	27780000	12480	1916	154,1
1000	1008	302	40	21	30	444	349	3,13	722300	14330	40,3	18460	1220	6,45	8280	87,2	1700	43010000	16560	1925	194,8



I Profil HD
Profile care nu sunt cuprinse în seria normalizată HE
DIN 1080

Profil HD	Dimensiuni mm					Aria	Masa	Supr. lat.	Încovoiere față de axă												
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	A	G	U	I_y	W_y	i_y	I_z	W_z	i_z	S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
						cm²	kg/m	m²/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm³	cm	cm⁴	cm⁶	cm³	cm³	cm²
210 × 118	237	213	28	17	10	151	118	1,27	14010	1182	9,64	4518	424	5,47	696,6	20,11	34136	492468	1399	648	30,8
210 × 138	245	216	32	20	10	175	138	1,30	16850	1376	9,80	5388	499	5,54	821,8	20,50	52013	609620	1643	765	36,2
210 × 161	255	219	37	23	10	205	161	1,32	20640	1619	10,0	6497	593	5,64	881	23,42	812,94	823470	1762	911	41,6
210 × 198	271	224	45	27,5	10	252	198	1,37	27510	2030	10,4	8463	756	5,79	1255	21,92	1486	1076372	2510	1133	49,8
210 × 249	291	231	55	34,5	10	317	249	1,42	37790	2597	10,9	11360	984	5,98	1644	22,99	2810	1573300	3288	1521	62,4
260 × 191	297	267	36	22	13	243	191	1,60	35210	2371	12,0	11440	857	6,86	1401	25,12	495	1944939	2802	1310	49,5
260 × 219	307	270	41	25	13	279	219	1,62	42020	2738	12,3	13480	999	6,95	1638	25,65	1269	2325816	3276	1530	56,2
260 × 252	319	273	47	28	13	321	252	1,65	50770	3183	12,6	15980	1171	7,06	1930	26,31	2504	2947897	3860	1795	63
260 × 288	331	277	53	32	13	367	288	1,68	60630	3663	12,9	18840	1360	7,16	2251	29,60	2995	3627384	4502	2058	72
260 × 329	345	281	60	36	13	420	329	1,72	73080	4236	13,2	22280	1586	7,29	2638	27,70	4396	4505559	5276	2450	81
310 × 283	365	322	44	27	15	360	283	1,94	78590	4306	14,8	24530	1524	8,25	2546	30,87	2010	6306946	5092	2331	74,8
310 × 313	374	325	48,5	29,5	15	399	313	1,96	89700	4797	15,0	27810	1712	8,35	2861	31,35	2715	7669444	5723	2622	81,7
310 × 343	382	328	52,5	32,5	15	436	343	1,99	100400	5255	15,2	30960	1888	8,42	3162	31,75	3481	8380703	6324	2897	90
310 × 375	391	330	57	36	15	478	375	2,00	112700	5763	15,4	34260	2076	8,47	3499	32,21	4505	9521346	6999	3193	99,7
310 × 415	403	334	63	38	15	528	415	2,04	130100	6456	15,7	39260	2351	8,62	3955	32,90	6074	11306457	7909	3614	105,3
310 × 454	415	336	69	40,5	15	578	454	2,07	148100	7139	16,0	43790	2606	8,71	4389	33,74	7972	12905433	8778	4008	112,2
310 × 500	427	340	75	45	15	637	500	2,10	168700	7901	16,3	49350	2903	8,81	4933	34,20	10404	15218509	9865	4475	124,6
360 × 134	356	368	18	11,5	15	171	134	2,14	41490	2331	15,6	14960	813	9,35	1222	33,95	159	3367684	2444	1229	36,8
360 × 148	360	370	20	12	15	188	148	2,15	46570	2587	15,7	16890	913	9,47	1427	32,64	216	4879572	2853	1381	38,4
360 × 162	364	371	22	13	15	207	162	2,16	51820	2847	15,8	18730	1010	9,52	1577	32,86	287	5475016	3154	1528	41,6
360 × 179	368	372	24	15	15	228	179	2,17	57480	3124	15,9	20600	1108	9,50	1743	32,98	379	6091801	3485	1678	48
360 × 196	372	374	26	16,5	15	249	196	2,18	63300	3403	15,9	22680	1213	9,54	1908	33,17	486	6784676	3817	1840	52,8

ANEXA– A8



I Profil HD
Profile care nu sunt cuprinse în seria normalizată HE

Profil HD	Dimensiuni mm					Aria	Masa	Supr. lat.	Încovoiere față de axă												
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r	A	G	U	I_y	W_y	i_y	I_z	W_z	i_z	S_y	s_y	I_T	I_ω	W_{ply}	W_{plz}	A_i
						cm	kg/m	m²/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm³	cm	cm⁴	cm⁶	cm³	cm³	cm²
400 × 187	368	391	24	15	15	238	187	2,24	60180	3271	15,9	23920	1224	10,0	1771	33,98	396,4	7073708	3542	1852	48
400 × 216	375	394	27,5	17,5	15	275	216	2,27	70810	3776	16,1	28050	1424	10,1	2122	33,38	603,4	8462910	4243	2159	56
400 × 237	381	395	30,5	18,5	15	302	237	2,28	79710	4184	16,2	31350	1587	10,2	2363	33,73	814,7	9621791	4726	2407	59,2
400 × 262	387	397	33,5	20,5	15	334	262	2,30	89420	4621	16,4	34960	1761	10,2	2628	34,02	1087	10914000	5256	2673	65,6
400 × 288	393	399	36,5	23	15	367	288	2,31	99620	5070	16,5	38680	1939	10,3	2894	34,42	1420	12185684	5788	2948	73,6
400 × 314	400	400	40	24,5	15	400	314	2,33	111300	5564	16,7	42710	2136	10,3	3208	34,69	1864	13824000	6417	3248	78,4
400 × 347	407	404	43,5	27,5	15	441	347	2,35	124600	6125	16,8	47870	2370	10,4	3561	34,99	2939	15791775	7122	3610	88
400 × 383	416	406	48	30	15	488	383	2,37	141400	6797	17,0	53620	2641	10,5	3985	35,48	3281	18126073	7970	4225	96
400 × 422	425	409	52,5	33	15	537	422	2,39	159400	7503	17,2	59970	2932	10,6	4337	36,76	4329	20766846	8673	4478	105,6
400 × 463	435	412	57,5	35,5	15	589	463	2,42	180300	8288	17,5	67150	3260	10,7	5202	34,65	5605	23877132	10404	4981	113,6
400 × 509	445	416	62,5	39,5	15	648	509	2,45	203200	9130	17,7	75170	3614	10,8	5493	36,99	7428	27429105	10986	5533	126,4
400 × 551	455	418	67,5	42,5	15	702	551	2,47	226100	9936	17,9	82380	3942	10,8	6011	37,61	8933	30684593	12023	6041	136
400 × 593	465	421	72,5	44,5	15	755	593	2,50	250400	10770	18,2	90410	4295	10,9	6574	38,08	11636	34725809	13149	6583	142,4
400 × 634	475	423	77,5	47	15	808	634	2,52	275600	11600	18,5	98050	4636	11,0	7132	38,64	14234	38617649	14264	7110	150,4
400 × 678	484	427	82	50,5	15	864	678	2,55	301100	12440	18,7	106800	5000	11,1	7699	39,11	17069	42987119	15398	7680	161,6
400 × 744	499	431	89,5	54,5	15	948	744	2,59	343900	13780	19,0	119900	5563	11,2	8611	39,93	22326	50066982	17221	8550	174,4
HL 1000 AA	970	400	21	16,5	30	329	258	3,46	504400	10400	39,2	22450	1123	8,26	5772	87,38	385,9	49586936	11545	1743	153,1
HL 1000 A	990	400	31	16,5	30	409	321	3,50	696400	14070	41,3	33120	1656	9,00	7766	89,67	933,4	76026962	15532	2543	153,1
HL 1000 B	1000	400	36	19	30	472	371	3,51	812100	16240	41,5	38480	1924	9,03	9030	89,93	1456	89212416	18060	2964	176,3
HL 1000 M	1008	402	40	21	30	524	412	3,54	909800	18050	41,7	43410	2160	9,10	11164	81,49	2636	101455974	22328	3334	194,9
H x 1000 AA	970	450	21	18	30	364	286	3,65	561600	11580	39,3	31960	1420	9,37	6466	86,85	458	71808858	12931	2201	167
H x 1000 A	992	450	32	18	30	463	363	3,70	799800	16130	41,6	48670	2163	10,3	8894	89,93	1163	111974400	17787	3315	167
H x 1000 B	1000	450	36	19	30	509	399	3,71	897400	17950	42,0	55120	2444	10,4	9898	90,67	1612	127023147	19795	3729	176
H x 1000 M	1008	453	40	21	30	565	565	3,73	1005400	19950	42,2	62070	2740	10,5	11075	90,78	2219	145175747	22149	4207	195

I PB-S
Profile care nu sunt cuprinse în seria normalizată HE

Profil HD	Dimensiuni mm					Aria A cm^2	Masa G kg/m	Supr. lat. U m^2/m	Încovoiere față de axă						S_y cm^3	s_y cm	I_T cm^4	I_ω cm^6	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	A_i cm^2
									y–y			z–z									
	h	b	t	s	r				I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	I_z cm^4	W_z cm^3	i_z cm							
	360	380	22,5	14	27	221	174	2,16	53850	2990	15,6	20600	1000	9,65	1660	32,4	374	5860000	3320	1640	44,1
	363	382	24	14,8	27	236	185	2,17	58060	3200	15,7	22320	1170	9,72	1780	32,5	448	6406000	3560	1768	46,6
IPBS	371	385	28	17,1	27	276	216	2,20	69450	3745	15,9	26660	1380	9,83	2110	32,9	697	7833000	4220	2098	53,9
360/380	379	387	32	19,4	27	315	247	2,22	81260	4290	16,1	30950	1600	9,91	2440	33,3	1020	9305000	4880	2426	61,1
	387	389	36	21,7	27	355	278	2,24	93660	4840	16,3	35370	1820	9,99	2770	33,8	1440	10880000	5540	2761	68,3
	395	392	40	24	27	395	310	2,26	106900	5410	16,4	40220	2050	10,10	3130	34,2	1970	12650000	6260	3119	75,6
IPBS	490	348	23	12	27	220	172	2,30	99030	4040	21,2	16170	929	8,58	2230	44,4	349	8808000	4460	1409	53,3
500/350	500	350	28	14,5	27	267	209	2,32	122800	4910	21,4	20030	1150	8,67	2740	44,9	613	11140000	5480	1738	64,4
	524	357	40	21	27	385	302	2,39	185900	7090	21,9	30390	1700	8,88	4040	46,0	1760	17760000	8080	2598	93,2
IPBS	590	348	25	13	27	250	197	2,49	160400	5440	25,3	17580	1010	8,38	3010	53,2	449	14010000	6020	1537	70,2
600/350	600	350	30	15,5	27	300	235	2,52	195400	6510	25,5	21470	1230	8,46	3840	53,7	759	17410000	7680	1870	83,7
	620	355	40	21	27	405	318	2,57	271100	8750	25,9	29890	1680	8,63	4970	54,6	1780	25080000	9940	2580	113,4
IPBS	690	378	27	14,5	27	303	238	2,81	261600	7590	29,4	24330	1290	8,97	4210	62,1	618	26710000	8420	1962	92,2
700/380	700	380	32	17	27	358	281	2,83	314000	8970	29,6	29300	1540	9,05	5020	62,6	1010	32650000	10040	2356	108,1
	716	384	40	21	27	447	351	2,87	402500	11240	30,0	37820	1970	9,20	6350	63,4	1930	43130000	12700	3019	133,6
IPBS	990	398	31	16,5	30	408	320	3,48	693600	14010	41,2	32630	1640	8,95	7870	88,1	1020	74890000	15740	2518	153,1
1000/400	1000	400	36	19	30	472	371	3,51	812100	16240	41,4	38480	1920	9,03	9160	88,6	1570	89210000	18320	2964	176,3
	1008	402	40	21	30	524	411	3,53	909800	18050	41,6	43410	2160	9,10	10220	89,0	2130	101500000	20440	3334	210

CAPITOLUL 4

ALCĂTUIREA ÎN PLAN ȘI ELEVAȚIE A CLĂDIRII CU MULTE ETAJE

4.1. GENERALITĂȚI

Forma în plan și elevație a clădirii cu multe etaje trebuie adaptată condițiilor specifice funcționalităților pe care clădirea le are, definite prin necesitățile de suprafață, de volum și de legături interioare și cu exteriorul, pe care exploatarea clădirii trebuie să le asigure.

Forma în plan și elevație a clădirii depind și de forma, poziția și dimensiunile terenului de construcție precum și de valoarea prescrisă a factorului C de folosire a terenului. Acest factor reprezintă valoarea raportului dintre suprafața totală a planșeelor clădirii față de suprafața terenului de construcție. Valoarea factorului C acceptată în practica europeană este 1,5 pentru clădiri rezidențiale, 2 pentru clădiri cu caracter comercial-administrativ și max 4 pentru clădirile din centrul orașelor mari. În practica americană valoarea factorului de folosire a terenului atinge valori de 10 până la 15. Aceasta se explică prin valoarea foarte ridicată a costului terenurilor de construcție și creșterea lor continuă în raport cu costul construcțiilor. Cu cât factorul C are o valoare mare și numărul etajelor clădirii este mai mare, cu atât disponibilitățile terenului de construcție pentru alte scopuri vor fi mai mari. De exemplu pe un teren cu o suprafață de 5 000 m^2, cu factorul de folosire C = 2, o clădire cu o suprafață totală a planșeelor de 10 000 m^2 poate fi executată cu patru etaje, suprafața construită va reprezenta 2 500 m^2, sau cu zece etaje și în acest caz suprafața construită va fi de 1 000 m^2.

În primul caz terenul rămas disponibil va fi de 2 500 m^2, iar în al doilea caz 4 000 m^2, deci cu 60% mai mare. Dispoziții legale ale orașului New York prevăd acordarea unei majorări a valorii factorului de folosire a terenului cu 20%, deci C = 18 în loc de C = 15 dacă 60% din terenul de construcție este disponibil și în fața clădirii se realizează o piațetă.

Având în vedere o bună comportare la seism forma în plan a clădirii trebuie să fie compactă, regulată și pe cât posibil simetrică față de două axe ortogonale. Forme pătrate, dreptunghiulare sau circulare, sunt soluții obișnuite ale clădirilor cu multe etaje cu structură din oțel. Scheletul de rezistență al clădirii este dezvoltat în două sisteme ortogonale după două direcții principale, transversal și longitudinal cu rigidități sensibil egale.

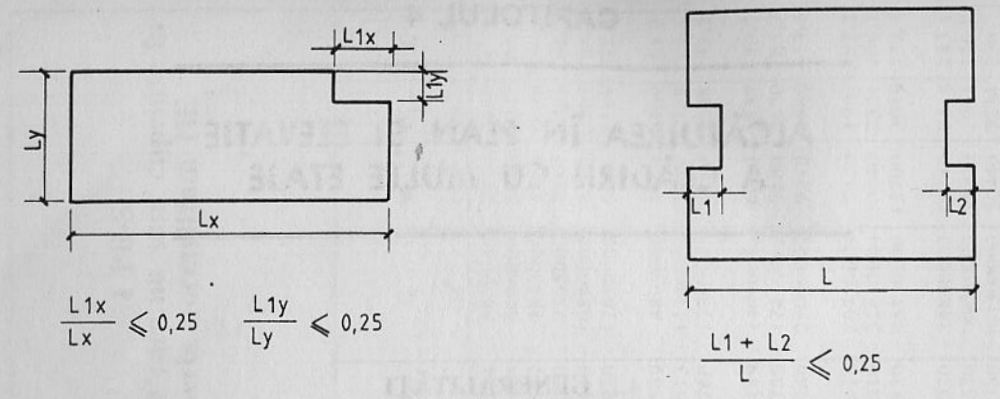


Fig. 4.1. Situații în plan

În cazurile în care din considerente funcționale sau de estetică a fațadelor apar unele neregularități sub forma unor intrânduri (fig. 4.1) dimensiunile acestora nu trebuie să depășească 1/4 din dimensiunea totală a clădirii pe direcția respectivă [4.1].

În cazul unor alcătuiri neregulate în plan, acestea trebuie împărțite în forme regulate compacte, prin introducerea unor rosturi antiseismice (fig. 4.2) astfel ca să fie evitate coliziunile dintre corpuri când acestea ar oscila defazat.

Deoarece în costul total al clădirii costul fațadelor reprezintă o poziție foarte importantă, fără a contraveni condițiilor de confort și siguranță este de urmărit ca forma în plan a clădirii să aibă un perimetru cât mai redus. Pe de altă parte trebuie asigurată luminarea și aerisirea naturală a încăperilor și pe cât posibil și a scărilor, precum și un acces cât mai direct la casa scărilor și a ascensoarelor din oricare punct al clădirii.

Prin planurile de arhitectură trebuie să se realizeze un spațiu util maxim, prin reducerea coridoarelor inutile, prin concentrarea într-un punct sau mai multe, în cazul clădirilor foarte extinse, a spațiilor secundare, scări, ascensoare etc.

În plan orizontal poziția stâlpilor trebuie să fie cât mai regulată atât în sens transversal cât și longitudinal, astfel ca deschiderile riglelor transversale și longitudinale să fie cât mai uniforme. La clădirile la care la parter sunt amplasate spații comerciale, stâlpii din șirurile interioare vor putea fi plasați la distanțe mai mari unul de altul cu un pas dublu sau triplu față de stâlpii din șirurile exterioare

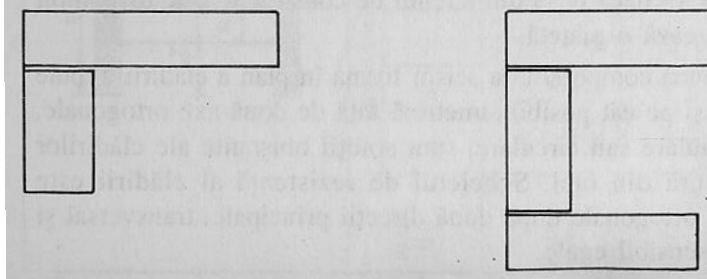
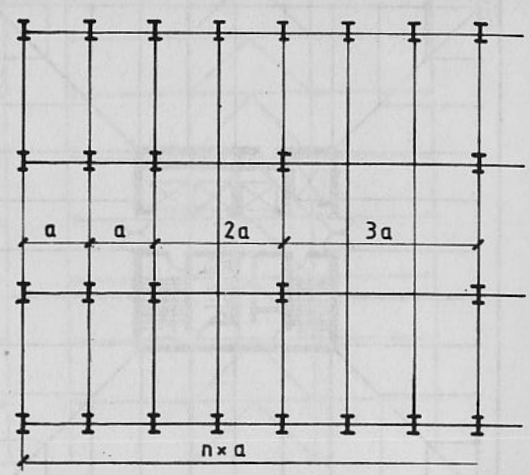


Fig. 4.2. Rosturi antiseismice

Fig. 4.3. Soluții de distribuție a stâlpilor



(fig. 4.3). Reducerea distanțelor dintre stâlpii șirurilor interioare și la nivele superioare, este indicată în cazul unor clădiri pentru birouri și chiar pentru locuințe în vederea obținerii unei mai mari flexibilități în folosirea și împărțirea spațiului.

Distanțele dintre stâlpii șirurilor exterioare precum și poziția stâlpilor față de pereții de închidere, trebuie coordonate cu sistemul de realizare al fațadelor. În figura 4.4 sunt arătate cele cinci poziții ale stâlpilor structurii față de pereții exteriori. În cazul stâlpilor așezați în interior sau în exterior la o anumită distanță față de perete, alcătuirea fațadei este independentă de stâlpii scheletului metalic

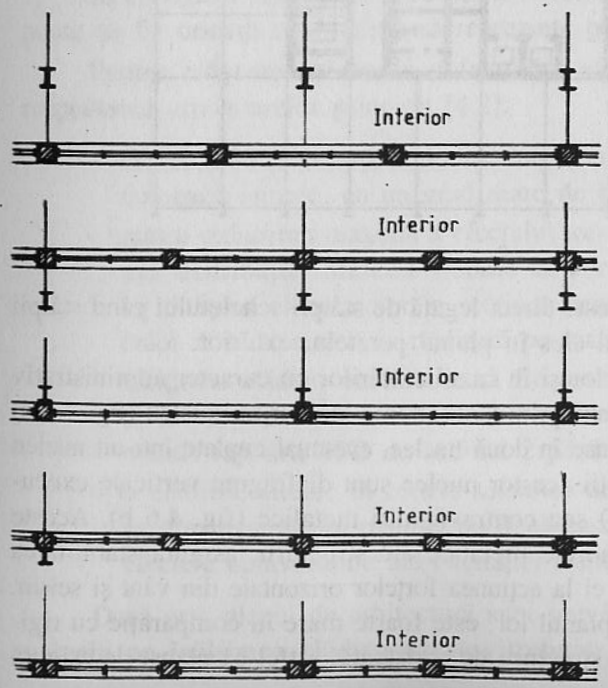
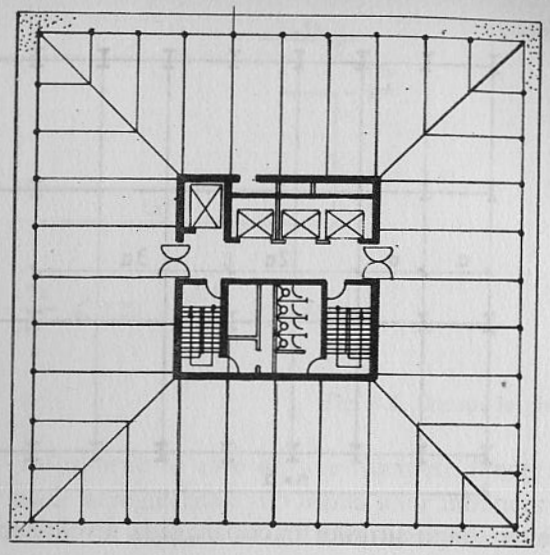
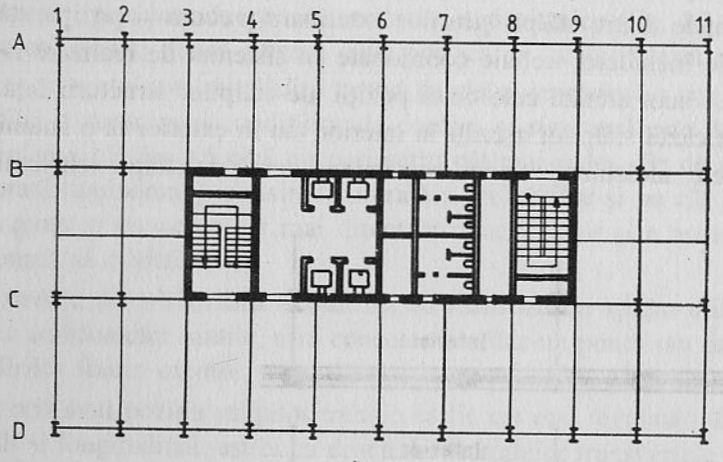


Fig. 4.4. Poziția stâlpilor față de pereții exteriori



a



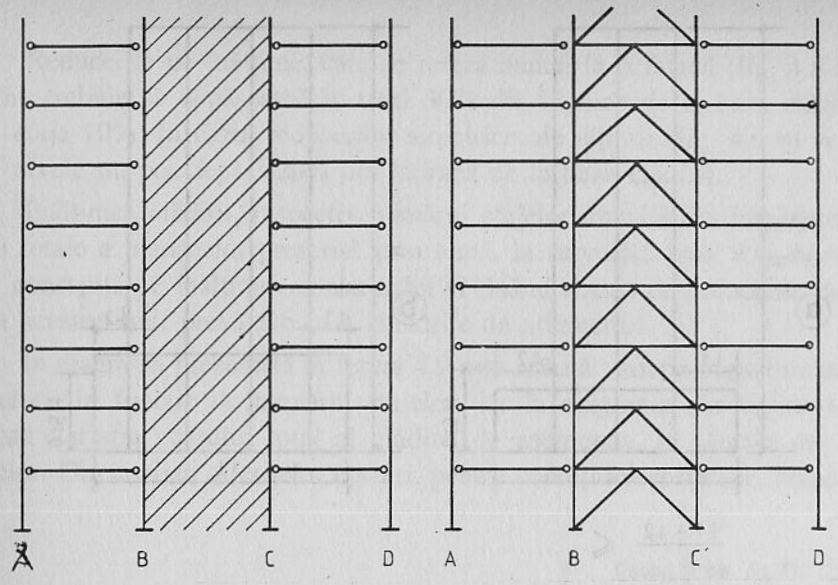
b

Fig. 4.5. Clădire cu nucleu central

de rezistență. Alcătuirea fațadei este direct legată de stâlpii scheletului când stâlpii se află în spatele, în fața și mai ales în planul peretelui exterior.

Casa scărilor și ascensoarelor și în cazul clădirilor cu caracter administrativ și a grupurilor sanitare se realizează prin concentrarea lor într-un nucleu (fig. 4.5 a) sau în cazul clădirilor foarte extinse în două nuclee, eventual cuplate într-un nucleu central alungit (fig. 4.5 b). Pereții acestor nuclee sunt diafragme verticale executate din beton-armat (fig. 4.6 a) sau contravântuiri metalice (fig. 4.6 b). Aceste elemente verticale alături de cadrele metalice ale structurii, asigură stabilitatea spațială a structurii și rigiditatea ei la acțiunea forțelor orizontale din vânt și seism.

Rigiditatea planșeelor, în planul lor, este foarte mare în comparație cu rigiditatea elementelor verticale ale structurii de rezistență, astfel că planșeele asigură



a *b*

Fig. 4.6. Clădire cu diafragme verticale sau contravântuiri

comportarea spațială a ansamblului. Din acest motiv golurile în planșee trebuie să fie cât mai mici și prin amplasamentul lor să nu dăuneze continuității șaibei orizontale. În general suprafața golurilor nu trebuie să depășească 15% din suprafața planșeului.

În elevație forma clădirii cu multe nivele, folosind cunoscuta butadă Ford, poate să fie oricare cu condiția să reprezinte pe cât posibil o prismă regulată.

Pentru reducerea efectului defavorabil al acțiunii seismice se recomandă respectarea următoarelor principii [4.2]:

- structura de rezistență a clădirii împreună cu fundația să formeze un bloc compact, simplu, cu un grad mare de simetrie;
- pentru reducerea maximă a efectului torsiunii în cazul încărcării seismice, axa distribuției maselor trebuie să corespundă, pe cât posibil, cu axa rigidităților elementelor în secțiune orizontală. Această corespondență a celor două axe trebuie realizată pe toată înălțimea clădirii;
- înălțimea clădirii nu trebuie să fie prea mare în raport cu dimensiunile ei în secțiune orizontală. Pentru clădirile cu până la 20 etaje se recomandă rapoarte H/B de ordinul 2 până la max. 4;
- la clădirile situate în zonele seismice de calcul A, B și C se recomandă ca dimensiunile în plan să nu depășească de regulă 40 m pentru a evita efectele nefavorabile ale excitației asincrone a bazei structurii [4.1].

Dacă prin planul de arhitectură sunt prevăzute reduceri ale secțiunii transversale pe înălțimea clădirii acestea trebuie realizate pe liniile elementelor

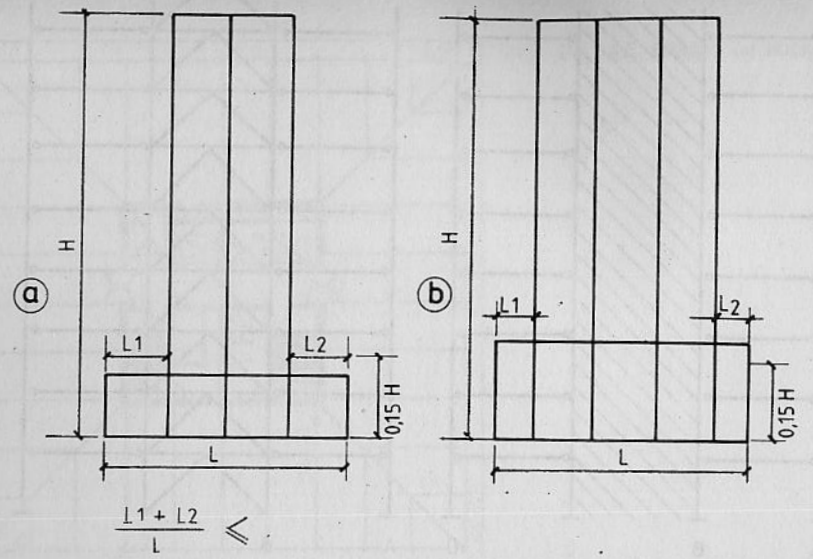


Fig. 4.7. Lăţimile maxime ale clădirii faţă de lăţimea soclului

portante ale clădirii. Rezemările stâlpilor pe grinzi se admit numai în cazul stâlpilor care transmit efectul încărcărilor din 1–2 etaje.

Reducerile de la baza clădirilor, realizate pe linia elementelor portante pot să meargă până la 50% din lăţimea L a clădirii (fig. 4.7 a), dacă înălţimea soclului nu depăşeşte 15% din înălţimea H a clădirii şi maximum 20%, dacă înălţimea soclului este mai mare (fig. 4.7 b). La nivelul superior al soclului elementelor de rezistenţă trebuie să preia cel puţin 75% din forţele de forfecare care, comparativ, ar acţiona la acest nivel la o clădire cu aceleaşi dimensiuni, dar fără soclu.

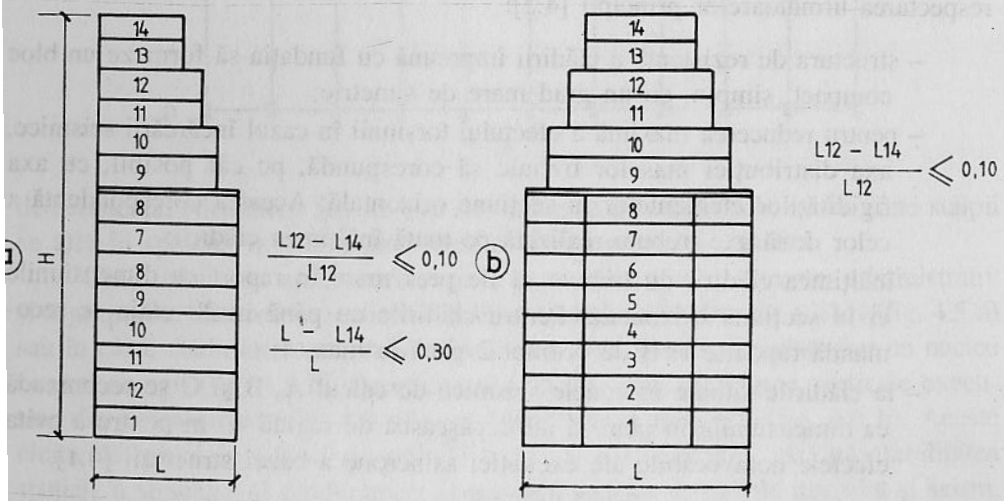


Fig. 4.8. Reducerea pe înălţime a lăţimii clădirii

Reducerile pe înălţime, care se referă numai la o faţadă (fig. 4.8 a), suma lor nu trebuie să depăşească în total 30% din lăţimea de la baza clădirii şi pe 1–2 etaje 10%. În cazul reducerilor simetrice ale lăţimii (fig. 4.8 b) acestea pe 1–2 nivele nu pot depăşi 20% din lăţimea de la baza clădirii.

Înălţimea clădirii, respectiv numărul etajelor, rezultă din împărţirea suprafeţei totale a planşeelor prescrisă prin temă, la suprafaţa unui etaj dacă aceasta este constantă pe înălţimea construcţiei şi ţinând seama de reducerile de lăţime, dacă acestea sunt prevăzute prin planurile de arhitectură.

În diagrama prezentată în figura 4.9 este arătată variaţia costului elementelor structurii în funcţie de numărul etajelor, iar în diagrama din figura 4.10 este arătată variaţia costului total al clădirii de asemenea, în funcţie de numărul etajelor. Din analiza diferitelor costuri, pentru condiţiile americane, luând în con-

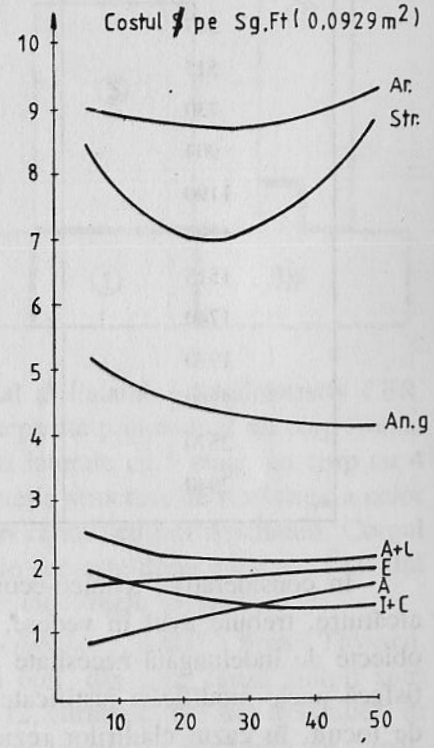


Fig. 4.9. Costuri în funcţie de numărul etajelor:
Ar – proiectare, Str-structură, *A+C* – instalaţii sanitare, *A* – ascensoare, *B* – Instalaţii electrice, *I+C* – Instalaţii încălzire, ventilaţie, *Ang* – antreprenorul general

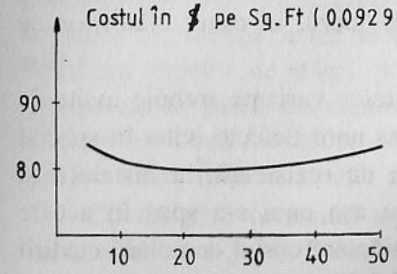


Fig. 4.10. Costul total în funcţie de numărul etajelor

siderare și costul terenului de construcție, rezultă ca cea mai avantajoasă soluție pentru clădirile de locuințe, sunt clădirile cu 20 etaje [4.3].

În tabelul 4.1 este prezentat rezultatul unui studiu tehnico-economic privind construirea unor clădiri cu multe etaje pentru locuințe, în funcție de costul terenului de construcție pe m^2, inclusiv sistemul opțional de parcare auto [4.4].

Tabelul 4.1

Prețul terenului DM/m^2	Numărul optimal de etaje	Sistemul optimal de parcare
208	7	locuri de parcare
243	7	locuri de parcare
280	7	garaj subsol
357	8	garaj subsol
515	9	garaj subsol
730	10	garaj subsol
904	11	garaj subsol
1190	13	garaj subsol
1294	14	garaj subsol
1515	15	garaj subsol
1740	16	garaj subsol
1970	17	garaj subsol
2260	18	garaj subsol
2570	19	garaj subsol
2940	20	garaj subsol

În considerațiile tehnico-economice comparative între diferitele soluții de alcătuire, trebuie avut în vedere, că deși clădirile nu sunt eterne, sunt totuși obiecte de îndelungată necesitate și că în decursul existenței lor trebuie să satisfacă unele modificări justificate prin pretențiile de îmbunătățire a condițiilor de locuit, în cazul clădirilor rezidențiale, sau de lucru, în cazul clădirilor cu caracter comercial-administrativ.

În comparațiile tehnico-economice a diferitelor variante trebuie avute în vedere și eventualele costuri cauzate de înlăturarea unor defecte ivite, în special în urma unor cutremure de pământ la structura de rezistență, la instalații și elementele neportante ale clădirii. De asemenea așa cum s-a spus în aceste comparații tehnico-economice, trebuie luat în considerare costul demolării clădirii și eventualele recuperări și valorificări ale materialelor recuperate.

În continuare sunt prezentate alcătuirile în plan și elevație a unor clădiri cu multe etaje cu structura de rezistență din oțel.

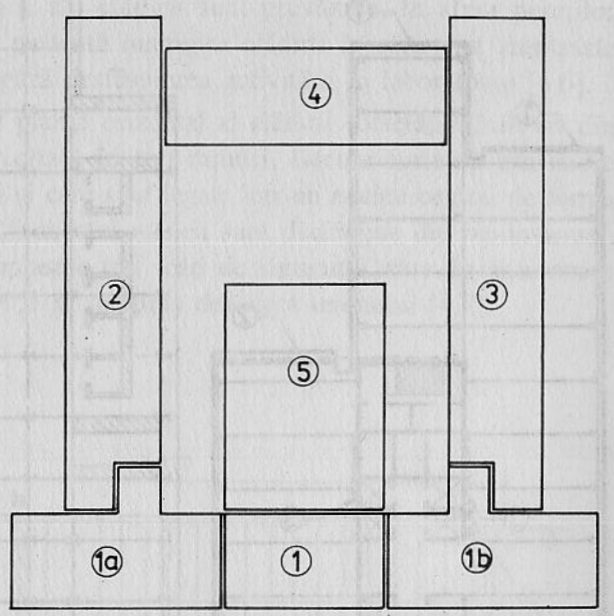


Fig. 4.11. Planul orizontal al clădirii „Palatul Administrativ C.F.R."

În figura 4.11 este arătat planul orizontal al Palatului Administrativ CFR. Clădirea este formată din următoarele corpuri separate prin rosturi: un corp frontal cu 12 etaje împărțit în 3 blocuri, două corpuri laterale cu 9 etaje, un corp cu 4 etaje și un al cincilea corp cu 2 nivele. În elevație structura de rezistență a celor patru corpuri este alcătuită din cadre cu noduri rigide, cu trei deschideri. Corpul al cincilea, interior, este format din parter, care servește drept garaj și la nivelul superior o sală a ghișeelor acoperită cu ferme cu zăbrele [4.5].

Clădirea cunoscută sub numele *Drei Scheibenhaus*, astăzi a firmei Thyssen, fostă a firmei Phönix, fabricant de țevi din oțel, din care cauză stâlpii sunt executați din țevi, este prezentată în figura 4.12. Structura are trei deschideri în regiunea de mijloc, care se reduc la două și la una în regiunile de capăt. Prinderea riglelor de stâlpi este articulată. Pentru preluarea forțelor orizontale, sunt prevăzute patru diafragme în pereții frontali și două contravântuiri verticale continue pe două deschideri în sens transversal și două contravântuiri verticale longitudinale. Înălțimea celei mai înalte aripi este de 95,0 m [4.6].

Cu un plan orizontal asemănător este prezentată clădirea Facultății de Electrotehnică a Școlii Politehnice Superioare din Delft (fig. 4.13). Structura are în regiunea de mijloc cadre transversale cu trei deschideri, iar spre capete cu

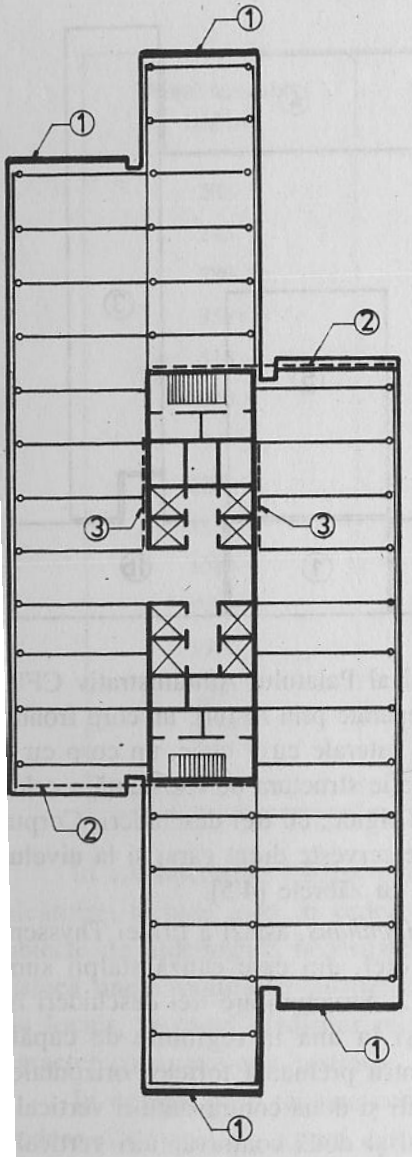


Fig. 4.12. Planul orizontal al clădirii „Thyssen"-Düsseldorf

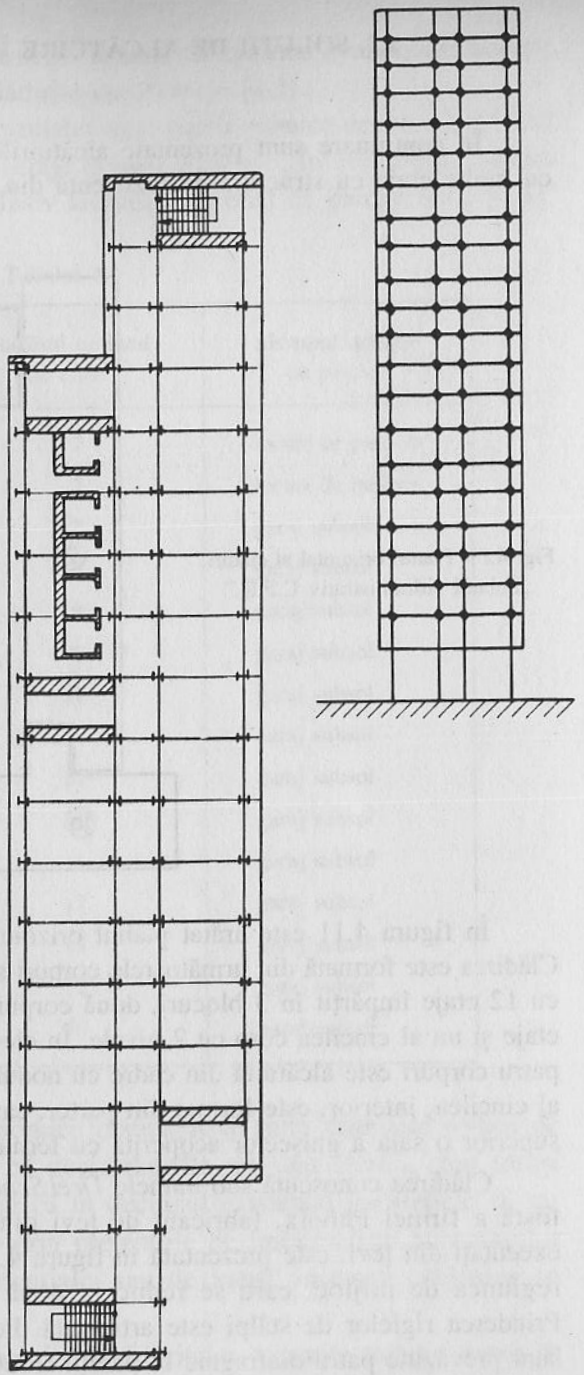


Fig. 4.13. Planul orizontal al Universităţi tehnice din Delft-Olanda

două. Cadrele transversale sunt executate cu noduri rigide şi ele împreună cu cele cinci perechi de diafragme verticale asigură transmiterea la fundaţii a efectului forţelor orizontale, transversale care acţionează pe suprafeţele laterale ale clădirii. În sens longitudinal forţele orizontale care acţionează pe feţele frontale sunt preluate de numărul mare de stâlpi în sens longitudinal şi de o diafragmă verticală care formează peretele caselor ascensoarelor. Clădirea are 22 etajele. La toate etajele şi pe ambele părţi ale clădirii sunt prevăzute, în afara pereţilor exteriori, galerii longitudinale pe toată lungimea clădirii în care sunt amplasate conducte şi instalaţii, care asigură desfăşurarea activităţii în laboratoare [4.6].

În figura 4.14 este arătat planul orizontal al clădirii societăţii Unilever din Hamburg. Structura este dezvoltată în trei ramuri, fiecare formată din cadre transversale cu două deschideri şi care sunt legate într-un nucleu central de forma unui triunghi echilateral. Pereţii acestui nucleu sunt diafragme din beton-armat. În interiorul nucleului sunt amplasate trei scări de siguranţă, case de ascensoare şi grup sanitar. Clădirea are 90,6 m înălţime deasupra terenului [4.7].

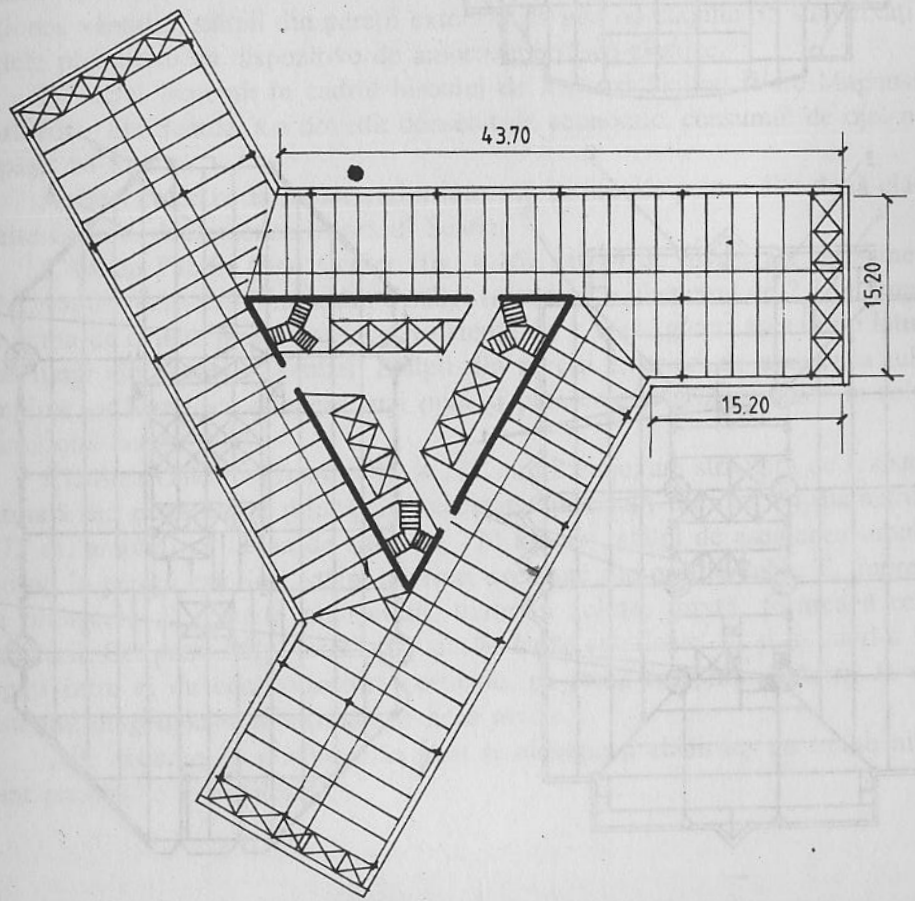


Fig. 4.14. Planul orizontal al clădirii „Unilever"-Hamburg

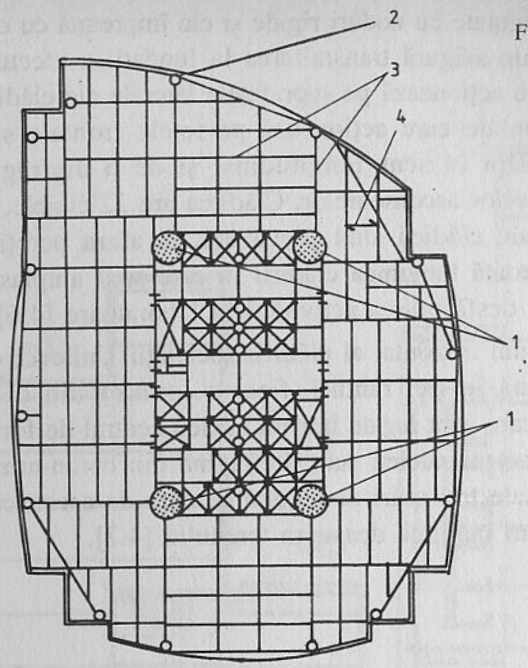
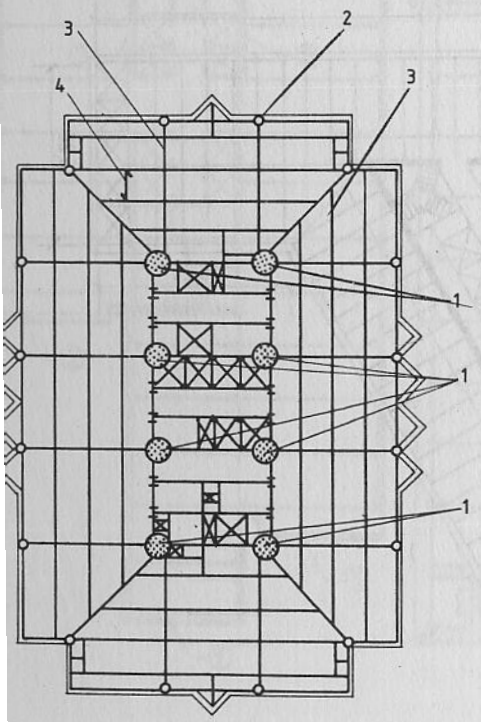


Fig. 4.15. Planul orizontal al clădirii „Union Square" Seattle USA



ig. 4.16. Planul orizontal al clădirii „Pacific First Center" Seattle

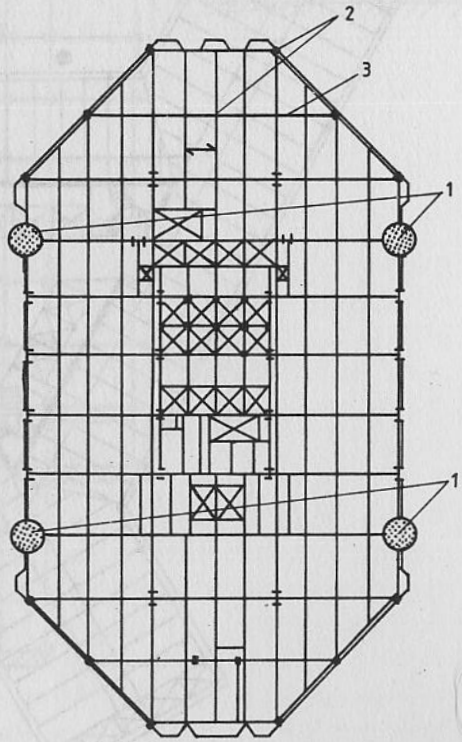


Fig. 4.17. Planul orizontal al clădirii „Gatewey Tower" – Seattle

În ultimii ani au fost edificate în SUA mai multe clădiri înalte în soluție mixtă oțel-beton [4.8]. Elementele principale, care preiau efectul forțelor orizontale și în mare măsură și efectul forțelor verticale, sunt stâlpii executați din tuburi din oțel umplute la șantier cu beton de calitate foarte ridicată și fără alte armături suplimentare.

În figura 4.15 este prezentat planul orizontal al clădirii Union-Square cu 58 etaje, din orașul Seattle. Structura de rezistență este formată din patru stâlpi principali, tubulari, așezați în colțurile sâmburelui central, stâlpi de asemenea tubulari cu diametri mai mici, așezați în pereții exteriori și planșee și grinzi toate în soluție mixtă oțel-beton.

Stâlpii principali sunt executați din tuburi din oțel cu diametrul de 3,0 m și grosime de perete variabil, umpluți la fața locului cu beton de calitate superioară, cu rezistență de 1 000–1 300 kg/cm^2. Pentru nodurile de prindere ale grinzilor de stâlpi sunt prevăzute plăci verticale care în funcție de mărimea solicitărilor, pătrund în interiorul stâlpului sau chiar îl străpung. Stâlpii centrali preiau 40% din efectul încărcării verticale. Pentru limitarea oscilațiilor din acțiunea vântului, stâlpii din pereții exteriori, la nivelul etajului 35 sunt fixați de riglele planșeului cu dispozitive de amortizare vâsco-elastice.

Proiectul întocmit în cadrul biroului de ingineri Skiling Ward-Magnusson Barkshire- din Seattle, s-a dovedit deosebit de economic, consumul de oțel nu a depășit 58 kg/mp.

Același colectiv de proiectanți a întocmit proiectele pentru alte două clădiri înalte ridicate deasemenea în orașul Seatle.

Clădirea Pacific First Center (fig. 4.16), cu 44 de nivele are deasemenea scheletul de rezistență format din 8 stâlpi tubulari, cu diametrul de 2,3 m umpluți cu beton de calitate superioară, cu rezistența de 1 300 kg/cm^2 așezați pe laturile mai lungi ale nucleului central. Stâlpii din pereții exteriori de asemenea tuburi umplute cu beton, cu diametri mai mici și planșeele și grinzile toate în soluție mixtă oțel-beton.

Clădirea Gateway Tower (fig. 4.17), cu 62 etaje, are structura de rezistență formată din patru stâlpi principali, executați din tuburi din oțel cu diametru de 2,75 m, umpluți cu beton de calitatea 770 kg/cm^2, stâlpi de asemenea tubulari, așezați în pereții exteriori, stâlpi interiori executați din profile dublu T, împreună cu planșeele și grinzile planșeului, toate în soluție mixtă, formează restul structurii. Cei patru stâlpi principali, atât în fețele exterioare cât și în interior sunt legați între ei cu contravântuiri verticale, pe toată înălțimea clădirii la care sistemul diagonalelor se extinde pe zece nivele.

Alte sisteme de rezolvare în plan și elevație a clădirilor cu multe nivele sunt prezentate în capitolul 5.

CAPITOLUL 5

TIPURI DE STRUCTURI

5.1. GENERALITĂȚI

Sistemul static al structurii de rezistență al unei clădiri cu multe etaje reprezintă în toate alternativele de alcătuire un sistem spațial, capabil să preia și să transmită fundațiilor efectul încărcărilor verticale, greutatea proprie, încărcarea utilă și efectul forțelor orizontale care acționează asupra clădirii din acțiunea vântului și încărcarea seismică.

Efectul de lucru spațial al structurii este asigurat atât prin caracterul legăturilor dintre elementele componente, stâlpi și rigle și eventuale contravântuiri verticale metalice sau sub forma unor diafragme din beton-armat, cât și prin planșeele fiecărui etaj care formează șaibe orizontale în structura spațială și care au o rigiditate mare în planul lor.

Alegerea tipului structurii de rezistență a clădirii cu multe etaje depinde în principal de:

- forma în plan a clădirii;
- funcționalitatea clădirii (imobil rezidențial, birouri, hotel, spital, școală, clădire industrială etc.);
- mărimea și natura încărcărilor;
- raportul între înălțimea și lățimea cea mai mică a clădirii, H/B min;
- raportul dintre deschideri în sens transversal și longitudinal;
- tipul închiderilor exterioare ale clădirii;
- condiții de fundare;
- sistemele de instalații (ascensoare, instalații electrice, de apă și canalizare, de încălzire și aer condiționat etc.);
- considerente referitoare la tehnologia de execuție și mai ales la tehnologia de montaj;
- considerente economice.

În legătură cu acest ultim aspect, în comparația tehnico-economică dintre diferitele variante posibile de realizare a structurii unei clădiri cu multe etaje trebuie avut în vedere, așa cum s-a spus și în capitolul 1 că, costul structurii de rezistență nu reprezintă mai mult de 8–13% din costul total și că structura pe

lângă o siguranță deplină, în funcție de destinația clădirii trebuie să asigure condiții bune de viață și confort celor care locuiesc sau lucrează în clădire.

Deplasările orizontale din acțiunea vântului depind de rigiditatea la încovoiere a structurii. Aceste deplasări, după practica americană nu trebuie să depășească 1/400–1/600 din înălțimea clădirii. De asemenea, frecvența proprie a structurii trebuie să fie mult diferită de frecvența rafalelor de vânt, pentru a fi evitate fenomene de rezonanță; de asemenea, trebuie să fie diferită de domeniul critic al frecvențelor proprii a celor mai multe organe ale omului, aflate între 0,5 și 3,0 Hz.

Stabilirea unor criterii privind gradul de suportabilitate fiziologică și psihologică de către om a unor vibrații ale clădirii este dificilă ea depinzând de individ, de poziția și locul ocupat de persoana respectivă în interiorul clădirii, de direcția și durata vibrației. Accelerația, modificarea accelerației și a frecvențelor oscilațiilor sunt principalele cauze care creează situația dezagreabilă simțită de om în timpul unor vibrații ale clădirii. F. K. Chang [5.1] extrapolând rezultatele experimentale obținute în intervalul 1950–1970 privind criterii de confort uman în cazul unor vibrații cu o frecvență superioară de 1 Hz, pentru frecvențe mult mai mici, așa cum se întâlnesc în realitate în clădirile cu multe etaje, a făcut propunerea arătată în diagrama din figura 5.1. Cu ajutorul acestei diagrame, în funcție de amplitudinea vibrației din acțiunea dinamică a vântului și de perioada de vibrație a clădirii, se poate stabili pentru un caz concret gradul de confort uman. Domeniul I cu o accelerație sub 0,005 g reprezintă o situație de vibrație nesesizabilă, iar între 0,005 și 0,015 g un regim receptibil, dar încă acceptabil.

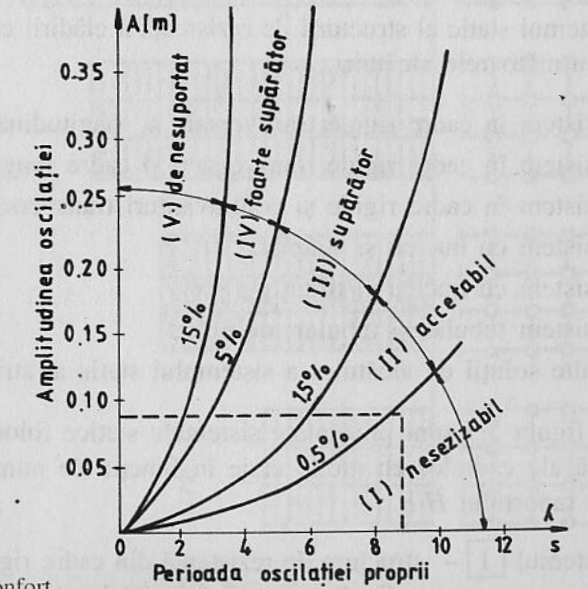


Fig. 5.1. Condiții de confort

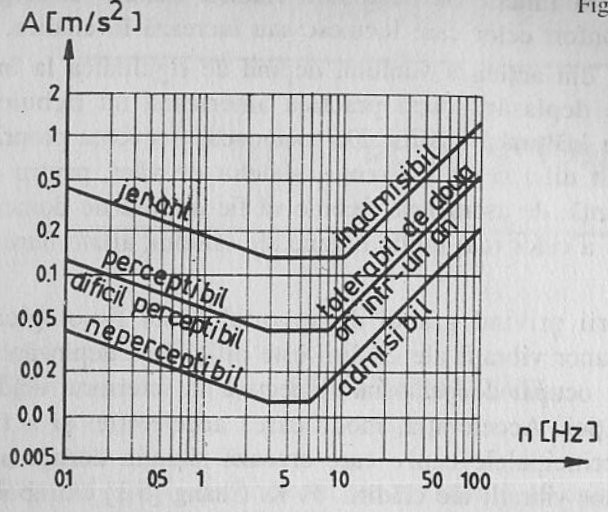


Fig. 5.2. Condiţii limită de confort

Aplicând diagrama pentru cazul clădirii *Empire State* la un vânt de 117,33 m/s, cu o deplasare de 0,165 m şi o vibraţie faţă de poziţia deformată de ± 0,091 m, introducând în diagramă ca ordonată amplitudinea vibraţiei din acţiunea dinamică a vântului şi ca abscisă perioada de vibraţie proprie a clădirii de 8,3 s, punctul în diagramă se află în apropierea curbei 0,005 g deci în domeniul neperceptibil.

În recomandările C.E.C.M. referitoare la calculul efectelor vântului asupra construcţiilor [5.2] sunt definite condiţiile limită de confort prin diagrama prezentată în figura 5.2 în care ca ordonată este introdusă acceleraţia m/s^2, iar ca abscisă frecvenţa în Hz. Sunt definite patru domenii: neperceptibil, dificil perceptibil-admisibil, perceptibil-tolerabil, jenant-inadmisibil.

Sistemul static al structurii de rezistenţă a clădirii cu multe etaje poate avea una din următoarele alcătuiri:

- sistem în cadre rigide transversale şi longitudinale;
- sistem în cadre rigide transversale şi cadre longitudinale contravântuite;
- sistem în cadre rigide şi contravânturi transversale şi longitudinale;
- sistem cu nucleu şi stâlpi;
- sistem cu nucleu şi tiranţi;
- sistem tubular şi tubular multiplu;
- alte soluţii de alcătuire a sistemului static al structurii de rezistenţă.

În figura 5.3 sunt prezentate sistemele statice folosite pentru structurile de rezistenţă ale cadrelor cu multe etaje în funcţie de numărul etajelor, precum şi valoarea raportului *H/B*.

Sistemul [1] – structura de rezistenţă din cadre rigide transversale şi longitudinale poate fi folosită la clădiri cu 20–25 nivele;

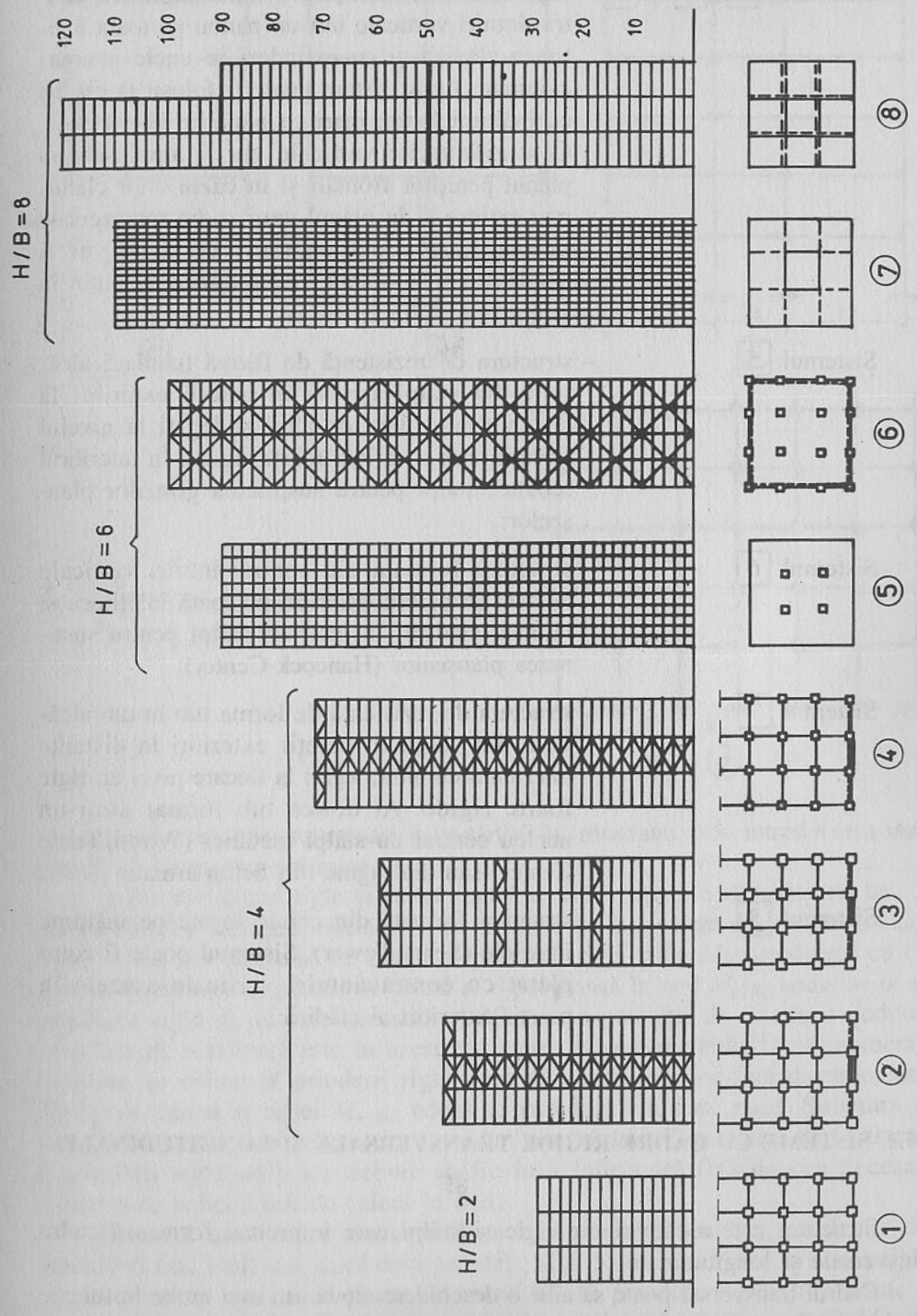


Fig. 5.3. Sisteme statice în funcţie de numărul etajelor

Sistemele [2], [3] și [4] – structura de rezistență din cadre rigide cu contravântuiri verticale într-un panou pe toată înălțimea clădirii și cu extinderi în unele panouri alăturate. Acest sistem poate fi folosit la clădiri cu înălțimi foarte mari cu până la 70–80 etaje. Contravântuirile verticale vor fi amplasate în planul pereților frontali și în cazul unor clădiri mai extinse și în planul unor cadre transversale intermediare. Contravântuiri verticale vor fi amplasate și în planul longitudinal, cel puțin în șirurile de stâlpi exteriori;

Sistemul [5] – structura de rezistență de formă tubulară alcătuită din stâlpi așezați în pereții exteriori la distanțe mici unul de altul și legați la nivelul fiecărui etaj cu grinzi foarte rigide. În interiorul tubului, stâlpi pentru susținerea grinzilor planșeelor;

Sistemul [6] – structura formată din contravântuiri verticale așezate în pereții exteriori pe toată înălțimea și lățimea clădirii. În interior, stâlpi pentru susținerea planșeelor (Hancock-Center);

Sistemul [7] – structura de rezistență de forma tub în tub alcătuită din stâlpi în pereții exteriori la distanțe mici unul de altul, legați la fiecare nivel cu rigle foarte rigide. Al doilea tub format dintr-un nucleu central cu stâlpi metalici (World Trade Center) sau diafragme din beton-armat;

Sistemul [8] – structura formată din celule legate pe înălțime între ele (Sears Tower). Sistemul poate fi completat cu contravântuiri verticale așezate în pereții exteriori ai clădirii.

5.2. SISTEME CU CADRE RIGIDE TRANSVERSALE ȘI LONGITUDINALE

Structura este alcătuită din rigle și stâlpi care împreună formează cadre ransversale și longitudinale.

Cadrul transversal poate să aibă o deschidere, două sau mai multe în funcție le planul orizontal al clădirii (fig. 5.4), iar cadrul longitudinal, pe fiecare șir de tâlpi, este continuu pe toată lungimea clădirii (fig. 5.4 d). În cazul unor clădiri

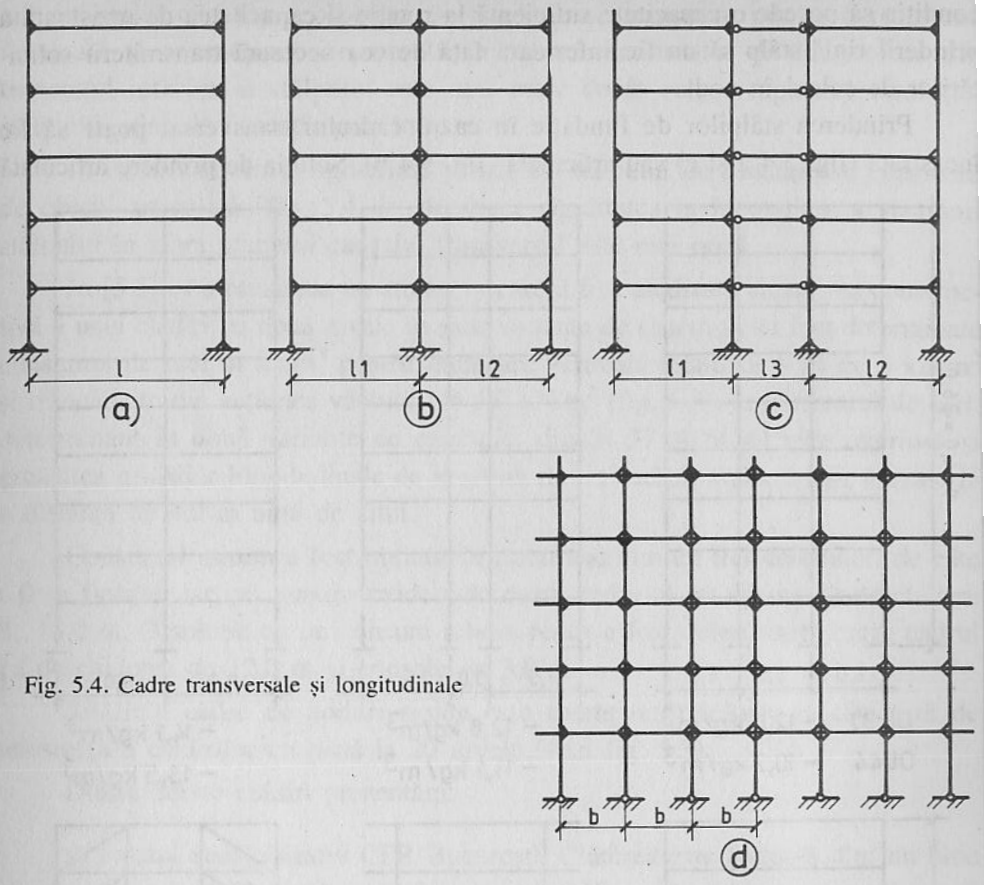


Fig. 5.4. Cadre transversale și longitudinale

cu lungime mare, structura poate fi împărțită în tronsoane, prin introducerea unor rosturi de tasare sau seismice.

Legăturile dintre rigle și stâlpi sunt încastrări capabile să transmită în nod efectul forțelor verticale, tăietoare și momentele de încovoiere de la riglă la stâlp. Dacă momentul rezistent de calcul al prinderii riglă-stâlp M_{Rd} depășește cu cel puțin 20% momentul plastic de calcul al riglei prinsă în nod $M_{p\backslash Rd}$ nodul se poate considera rigid și nu este necesară verificarea capacității de rotație a nodului. Structura de rezistență este în acest caz *cadru cu noduri rigide*. Dacă momentul rezistent de calcul al prinderii riglă-stâlp M_{Rd} este inferior față de momentul plastic de calcul al riglei $M_{p\backslash Rd}$, nodul se va considera semi rigid. Structura de rezistență este în acest caz *cadru cu noduri semi rigide*. Capacitatea de rezistență a prinderii riglă-stâlp nu trebuie să fie însă inferioară față de cea necesară transmiterii solicitărilor de calcul în nod.

În cazul unui cadru transversal cu mai multe deschideri, când una din deschideri este mult mai mică decât celelalte (fig. 5.4 e), prinderea în nod a riglei cu deschiderea mai mică poate fi articulată. O prindere riglă-stâlp poate fi considerată articulație când momentul rezistent de calcul al prinderii M_{Rd} nu depășește 0,25% din momentul plastic de calcul al riglei prinsă în articulație, cu

condiția să posede o capacitate suficientă la rotație și capacitatea de rezistență a prinderii riglă-stâlp să nu fie inferioară față de cea necesară transmiterii solicitărilor de calcul în nod.

Prinderea stâlpilor de fundație în cazul cadrului transversal poate să fie încastrată (fig. 5.4 a și c) sau articulată (fig. 5.4 b). Soluția de prindere articulată

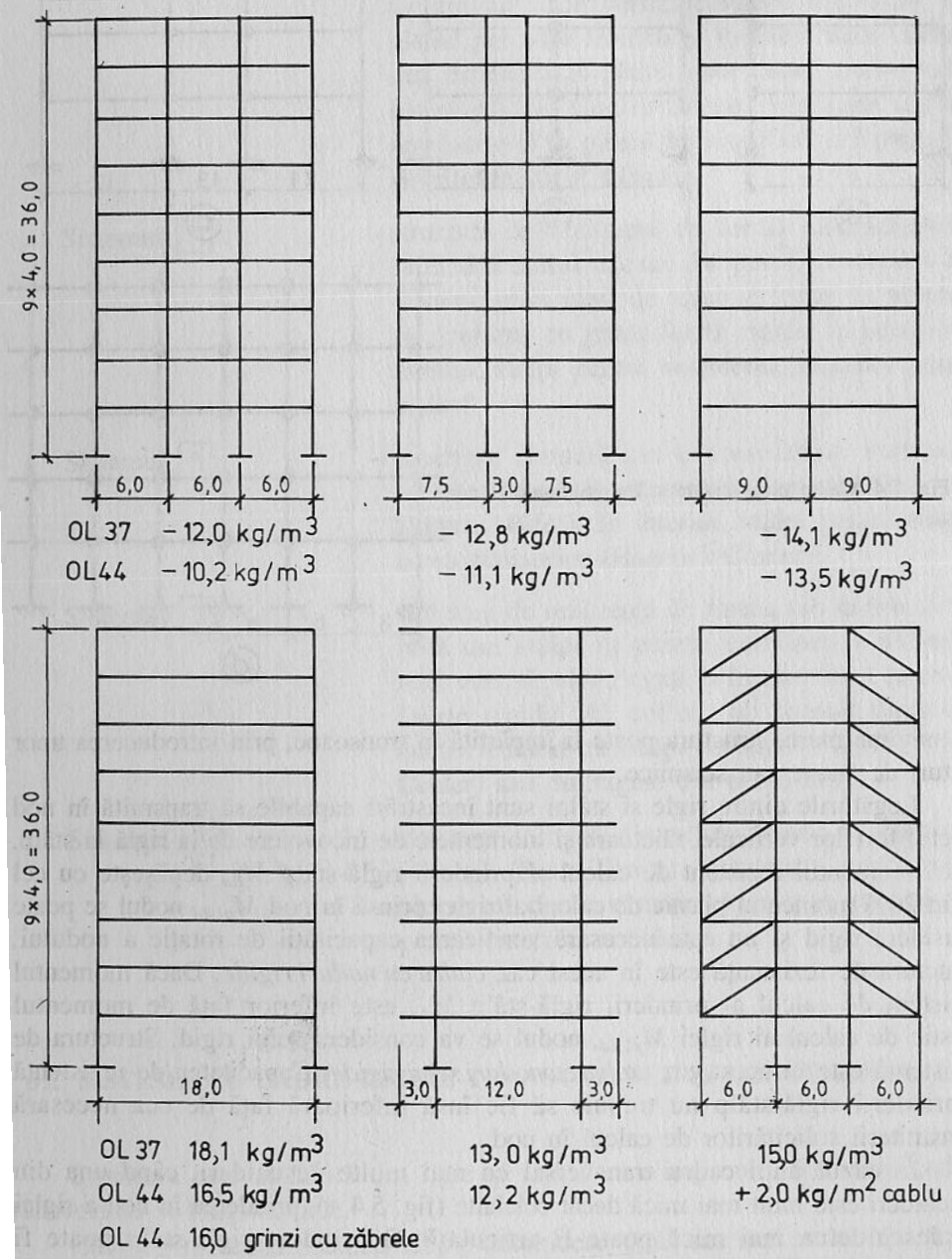


Fig. 5.5. Consumul de oțel kg/m^3 pentru diferite sisteme

are avantajul că asupra blocului de fundație se transmite numai o reacțiune verticală și o reacțiune orizontală în schimb momentul de încovoiere din tronsonul inferior al stâlpului este mai mare decât cel corespunzător soluției stâlpului prins de fundație prin încastrare.

În cazul cadrului longitudinal prinderea stâlpului de fundație se consideră de obicei articulată (fig. 5.4 d), deoarece rigiditatea la încovoiere a secțiunii stâlpului în afara planului cadrului transversal este mai mică.

În [5.3] este prezentat un studiu în care a fost analizată alcătuirea constructivă a unei clădiri cu nouă nivele în șase variante de sistem și au fost determinate consumul de oțel în kg/m^3 pentru încărcare verticală totală ($g + p$) de 6 kN/m^2 și o încărcare din acțiunea vântului de 1,0 kN/m^2 (fig. 5.5). În consumul de oțel, determinant în două variante de execuție: din St 37 și St 44 este cuprinsă și greutatea grinzilor longitudinale de legătură dintre cadrele transversale așezate la o distanță de 4,0 m unul de altul.

Consumul minim a fost obținut în cazul cadrului cu trei deschideri de câte 6,0 m fiecare, iar cel maxim evident în cazul cadrului cu o singură deschidere de 18,0 m. O soluție cu un consum relativ redus a fost determinat pentru cadrul cu deschiderea de 12,0 m și console de 3,0 m.

Sistemul cadre cu noduri rigide este foarte mult folosit ca structură de rezistență a clădirilor cu până la 20 nivele (vezi fig. 5.3).

Dintre aceste clădiri prezentăm:

a) Palatul administrativ CFR București. Clădirea este formată din: un bloc frontal cu 12 nivele cu o lungime de 110 m, două blocuri laterale cu 9 nivele și un bloc cu trei nivele. Toate aceste blocuri au ca structură de rezistență cadre transversale cu trei deschideri, cu noduri rigide (fig. 5.6). Ca o particularitate, structura metalică este sudată, inclusiv îmbinările în noduri executate la șantier. Calculele statice au fost întocmite de autorul acestei cărți, verificarea din partea Administrației CFR fiind făcută de ing. T. Revici. Proiectul structurii metalice și executarea confecției metalice au fost realizate la Uzinele Reșița. Întregul proiect a fost avizat de biroul de studii al întreprinderii Arcos din Bruxelles. În figura 5.6 este prezentat și un nod al cadrului transversal. Secțiunea stâlpului este formată din două profile U distanțate astfel ca între ele să intre profilul dublu I cu care este realizată rigla cadrului. Încastrarea în nod se realizează cu pene metalice, care se introduc la montaj între riglă și cele două plăci sudate pe stâlp la nivelul superior și a treia sudată pe stâlp la nivelul inferior. Pe a patra placă grinda se așază și se prinde provizoriu de stâlp cu două șuruburi prin intermediul unei corniere care apoi se îndepărtează. Penele sunt sudate de plăci și de riglă. În funcție de

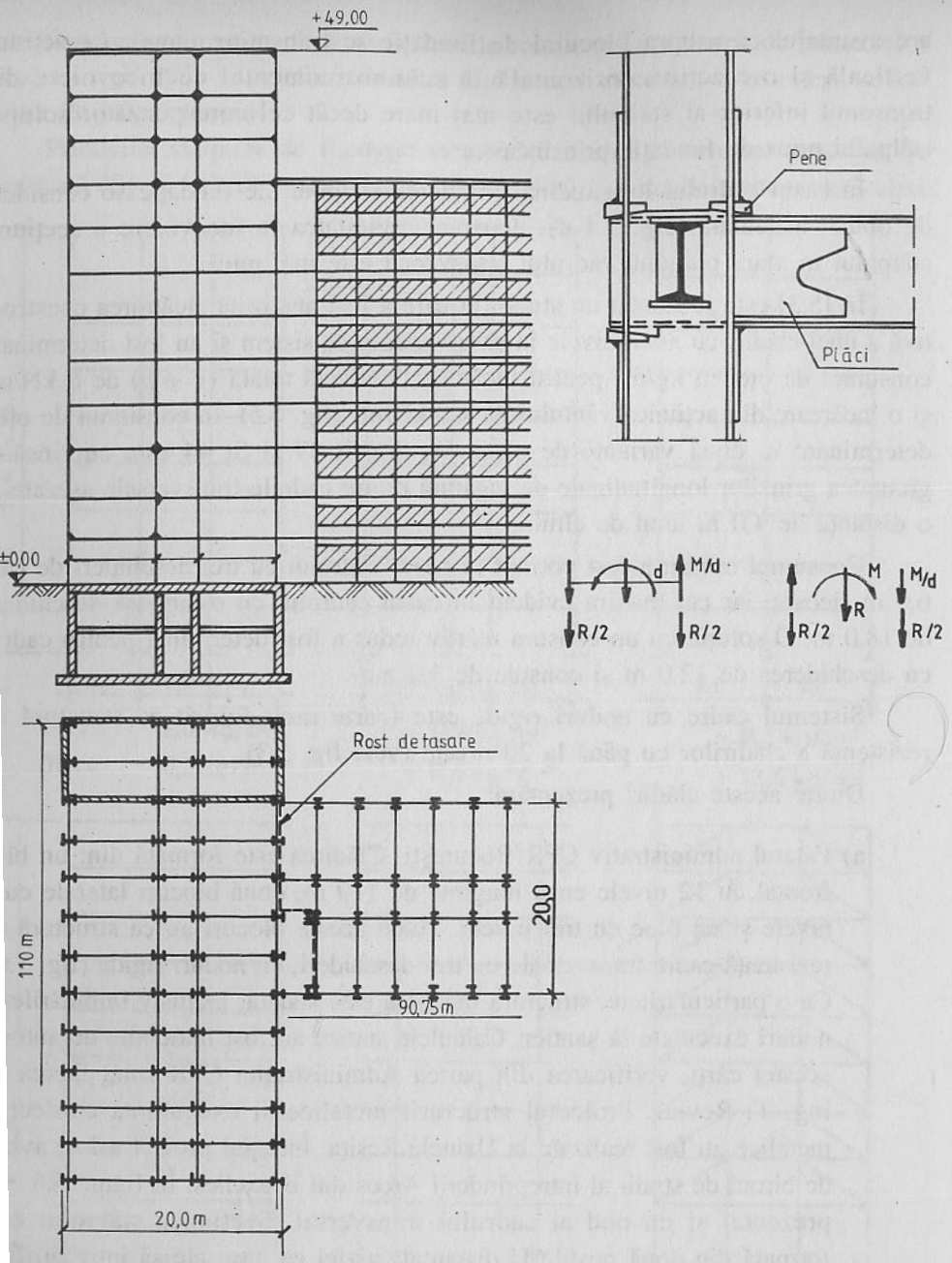


Fig. 5.6. Palatul Administrativ CFR, astăzi Ministerul Transporturilor

raportul M/d și $R/2$, (M fiind momentul de încastrare pozitiv sau negativ în funcție de combinația de încărcări și R reacțiunea riglei), în cazul momentului negativ vor lucra placa inferioară din stânga și cea din dreapta de sus dacă $M/d > R/2$ sau cea de jos dacă $M/d < R/2$. Situația

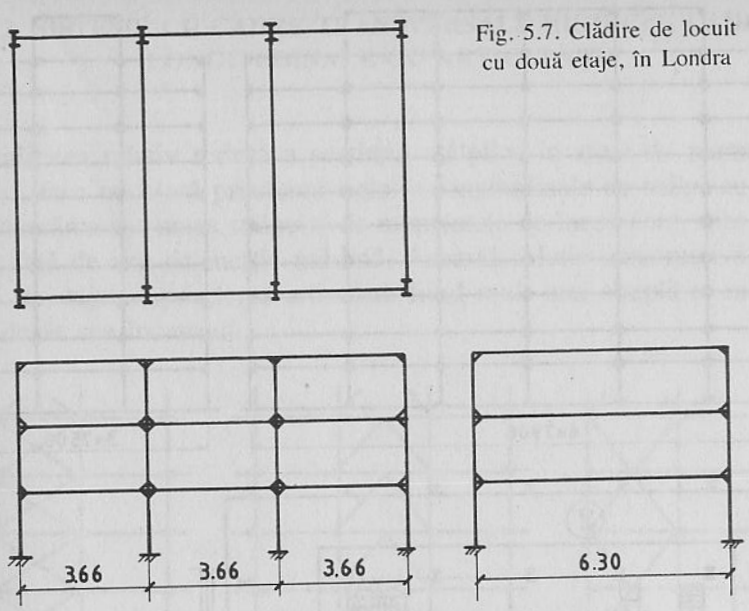


Fig. 5.7. Clădire de locuit cu două etaje, în Londra

se modifică în cazul unui moment de încastrare pozitiv. Deoarece forța tăietoare în riglă între plăcile sudate pe cele două fețe ale stâlpului este foarte mare $T = R/2 + M/d$ (M negativ) inima riglei este întărită cu plăci sudate pe ambele părți. Grinzile longitudinale sunt de asemenea sudate de stâlpi la șantier, prin două plăci orizontale și printr-o placă frontală.

Suprafața utilă totală este 40 000 m^2, iar consumul de oțel OL 37 a fost de 4 800 tone.

b) O clădire de locuit a unei familii în Londra. Exemplul subliniază că și pentru clădirile cu puține nivele scheletul de rezistență din oțel este o soluție corespunzătoare [5.4]. Clădirea cu parter și două etaje are în plan dimensiunile 11,27 m × 6,5 m și o înălțime deasupra terenului de 7,51 m. Înălțimea etajelor este de 2,57 m cu o înălțime utilă de 2,44 la parter și primul nivel și 2,34 m la etajul 2 (fig. 5.7). Structura de rezistență este formată din 4 cadre transversale cu o singură deschidere (5.7 c) și 2 cadre longitudinale cu trei deschideri (fig. 5.7 d). Toate îmbinările sunt sudate. Suprafața utilă totală este 187 m^2, volumul construit 550 m^3. Consumul total de oțel 7 600 kg ceea ce revine la 13,8 kg/m^3.

În figura 5.8 este prezentată structura de rezistență a unei biblioteci în Paris. Proiect: M. Lods, P. Depondt, H. Beauclaire, H. Malizar, statica și execuția K. Vilenko [5.4].

Clădirea are subsolul pe două nivele, parter și nouă etaje. La primul nivel al subsolului sunt amplasate garaje și la al doilea depozitul de cărți pentru 500 000 volume.

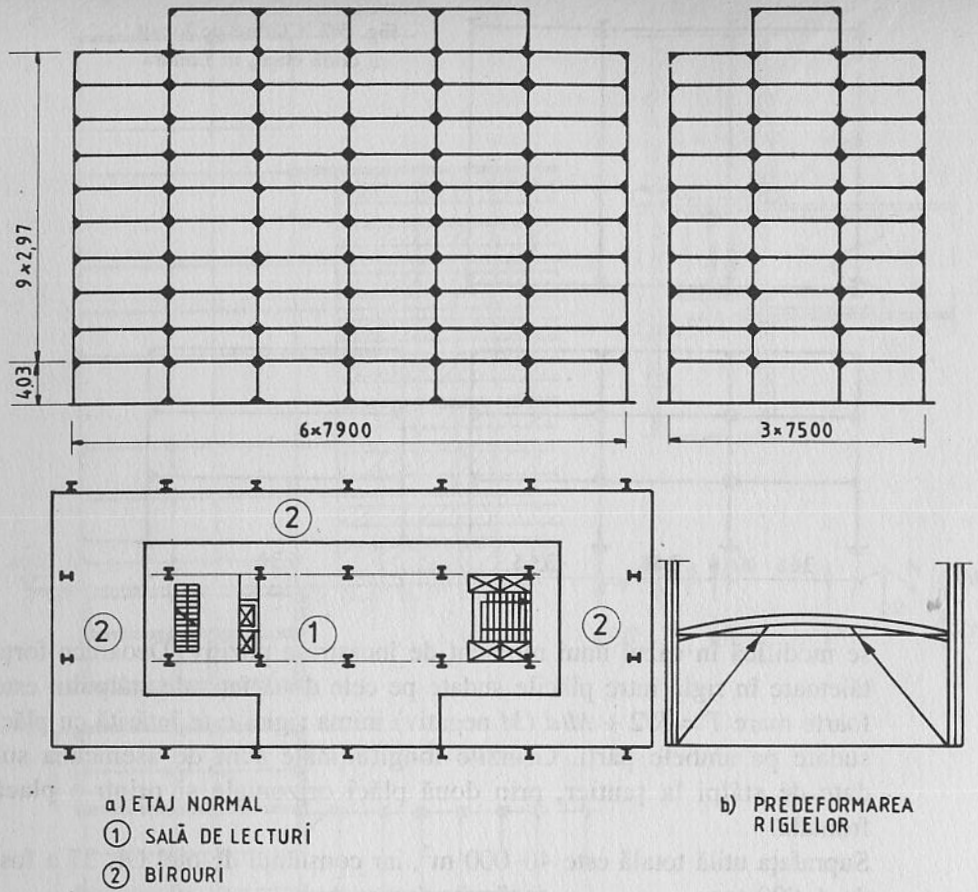


Fig. 5.8. Clădirea unei biblioteci la Paris

În plan clădirea măsoară 47,81 × 24,05 m. Înălțimea parterului este 4,03 m, utilă 3,77 și a etajelor 2,97 (utilă de 2,56 m).

Structura de rezistență este formată din cadre cu noduri rigide după ambele direcții. Planșeele cu încărcări utile de până la 600 kg/m^2 sunt realizate în structură mixtă oțel-beton. Conlucrarea dintre placa din beton de 14 cm grosime și riglele cadrelor longitudinale și transversale este asigurată cu conectori sudați. O economie importantă în consumul de oțel la executarea riglelor, estimată până la 45%, s-a obținut prin pretensionarea riglelor înainte de turnarea betonului. Această pretensionare s-a realizat prin predeformarea riglelor cu ajutorul unor popi extensibili (fig. 5.8 b).

Suprafața brută totală este de 15 805 m^2 un volum total de 47 725 m^3. Consumul total de materiale: 600 tone oțel în structură, 2 162 m^3 beton și 128 tone oțel în armătura betonului.

Pentru protecția anti foc, stâlpii interiori și riglele au fost protejate cu un strat de mortar pe bază de azbest-ciment.

5.3. SISTEME CU CADRE TRANSVERSALE RIGIDE ȘI CADRE LONGITUDINALE CU ARTICULAȚII

Rigiditatea relativ redusă a secțiunii stâlpilor în afară de planul cadrului transversal, face necesară prinderea riglelor longitudinale de stâlpi cu articulații pentru a descărca secțiunea stâlpului de momentele de încovoiere, care ar solicita secțiunea față de axa de inerție minimă. Această soluție constructivă este și în avantajul montajului, prinderea articulată fiind mult mai simplă și mai ușor de executat decât cea încastrată.

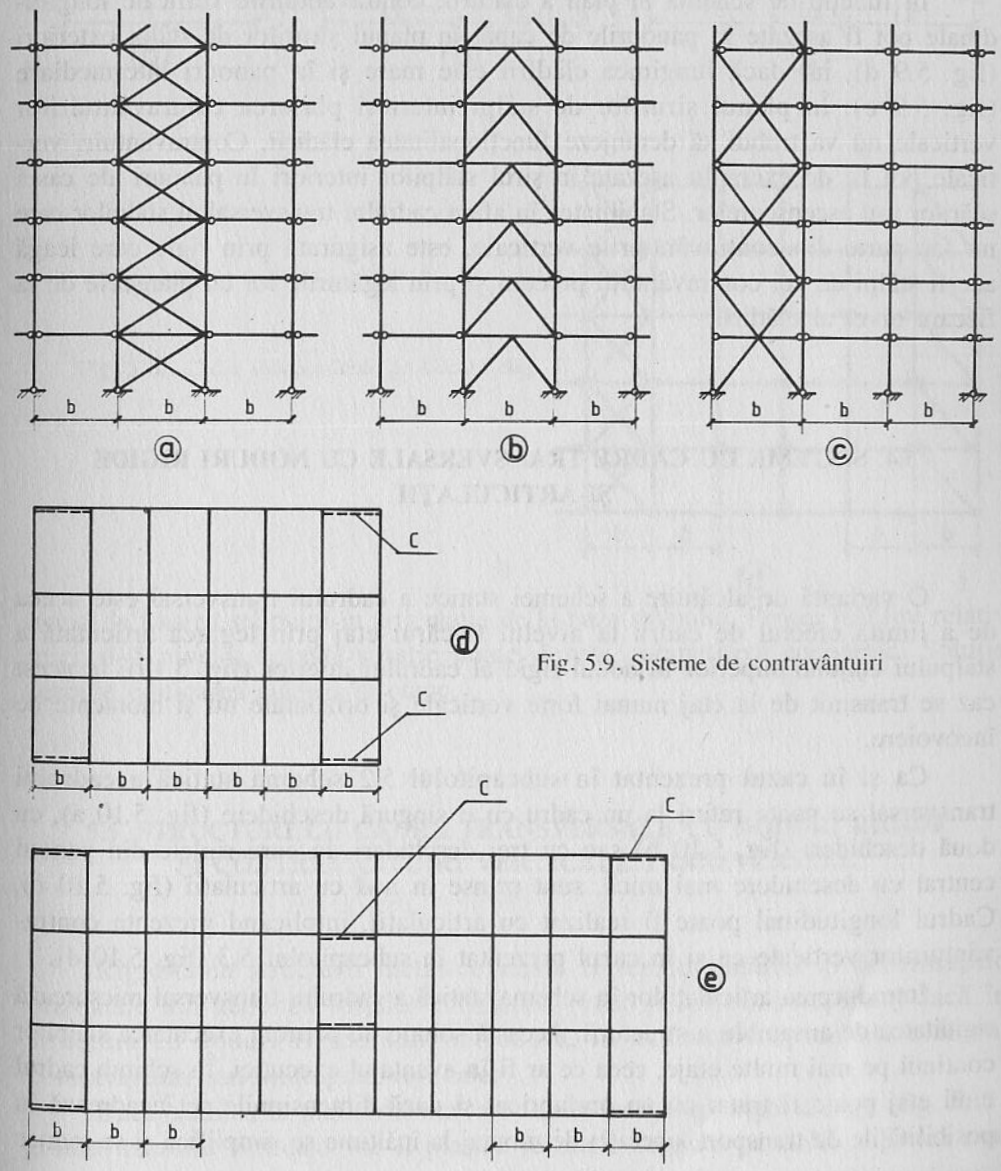


Fig. 5.9. Sisteme de contravântuiri

Pentru asigurarea stabilității longitudinale a structurii sunt necesare însă contravântuiri verticale metalice, dispuse în anumite panouri în șirurile de stâlpi.

Forțele orizontale longitudinale, care acționează asupra clădirii din acțiunea vântului și seism se repartizează pe contravântuirile verticale proporțional cu rigiditatea lor la încovoiere. Sistemul contravântuirilor verticale poate să fie alcătuit din diagonale încrucișate, sistem în V sau alte sisteme cu zăbrele stabile în planul lor (fig. 5.9 a, b, c).

Prin concentrarea efectului forțelor orizontale, longitudinale asupra contravântuirilor verticale, eforturile axiale și reacțiunile stâlpilor care fac parte din aceste contravântuiri vor fi diferite de cele din ceilalți stâlpi.

În funcție de schema în plan a clădirii, contravântuirile verticale longitudinale pot fi așezate în panourile de capăt în planul șirurilor de stâlpi exteriori (fig. 5.9 d), iar dacă lungimea clădirii este mare și în panouri intermediare (fig. 5.9 e). În planul șirurilor de stâlpi interiori plasarea contravântuirilor verticale nu va trebui să deranjeze funcționalitatea clădirii. Contravântuiri verticale pot fi, de exemplu așezate în șirul stâlpilor interiori în panouri ale casei scărilor sau ascensoarelor. Stabilitatea în afara cadrului transversal al stâlpilor care nu fac parte din contravântuirile verticale, este asigurată prin rigle care leagă acești stâlpi de cei contravântuiți precum și prin legăturile lor cu planșeele de la fiecare nivel al clădirii.

5.4. SISTEME CU CADRE TRANSVERSALE CU NODURI RIGIDE ȘI ARTICULAȚII

O variantă de alcătuire a schemei statice a cadrului transversal este aceea de a limita efectul de cadru la nivelul fiecărui etaj prin legarea articulată a stâlpului etajului superior în nodul rigid al cadrului inferior (fig. 5.10). În acest caz se transmit de la etaj numai forțe verticale și orizontale nu și momente de încovoiere.

Ca și în cazul prezentat în subcapitolul 5.2 schema statică a cadrului transversal se poate referi la un cadru cu o singură deschidere (fig. 5.10 a), cu două deschideri (fig. 5.10 b) sau cu trei deschideri, la care riglele din panoul central cu deschidere mai mică, sunt prinse în nod cu articulații (fig. 5.10 c). Cadrul longitudinal poate fi realizat cu articulații, implicând prezența contravântuirilor verticale ca și în cazul prezentat în subcapitolul 5.3 (fig. 5.10 d).

Introducerea articulațiilor în schema statică a cadrului transversal micșorează rigiditatea de ansamblu a structurii. Această soluție nu permite executarea stâlpilor continui pe mai multe etaje, ceea ce ar fi în avantajul execuției. În schimb cadrul unui etaj poate fi tratat cu un prefabricat și dacă dimensiunile se încadrează în posibilitățile de transport, operația de montaj la înălțime se simplifică și se reduce

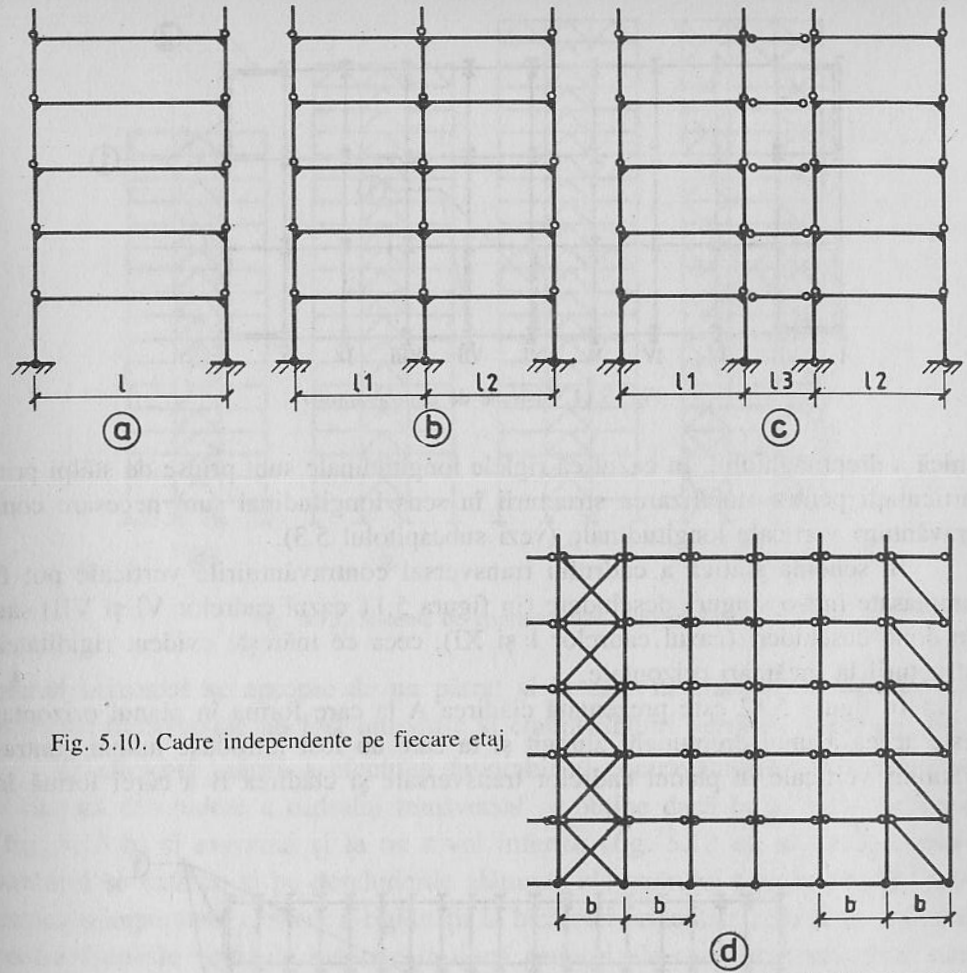


Fig. 5.10. Cadre independente pe fiecare etaj

numai la fixarea stâlpului în articulația de la baza stâlpului. Pentru înălțimi relativ mici, 4–5 nivele, această soluție poate deveni competitivă economic. Soluția permite edificarea clădirii în etape.

5.5. STRUCTURI CU CADRE TRANSVERSALE CU NODURI RIGIDE ȘI CONTRAVÂNTUIRI VERTICALE TRANSVERSALE

Rigiditatea structurii metalice poate fi sensibil mărită și deformațiile orizontale din acțiunea forțelor orizontale (vânt și seism), micșorate, dacă în structura cu noduri rigide sunt introduse, în anumite secțiuni ale clădirii, contravântuiri sau diafragme verticale.

Dacă clădirea în plan orizontal are forma unui dreptunghi alungit (fig. 5.11) contravântuirile verticale vor fi plasate în unele secțiuni paralele cu latura mai

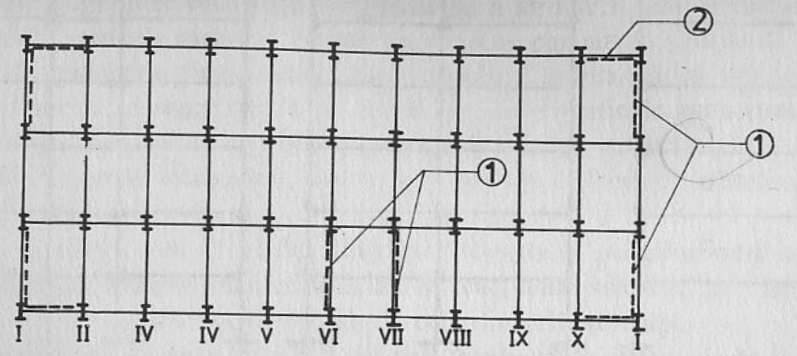


Fig. 5.11. Sisteme de contravântuiri

mică a dreptunghiului. În cazul că riglele longitudinale sunt prinse de stâlpi prin articulații pentru stabilizarea structurii în sens longitudinal sunt necesare contravântuiri verticale longitudinale (vezi subcapitolul 5.3).

În schema statică a cadrului transversal contravântuirile verticale pot fi amplasate într-o singură deschidere (în figura 5.11 cazul cadrelor VI și VII) sau în două deschideri (cazul cadrelor I și XI), ceea ce mărește evident rigiditatea structurii la încărcări orizontale.

În figura 5.12 este prezentată clădirea A la care forma în planul orizontal este aceea a unui dreptunghi alungit și la care au fost introduse numai contravântuiri verticale în planul cadrelor transversale și clădirea B a cărei formă în

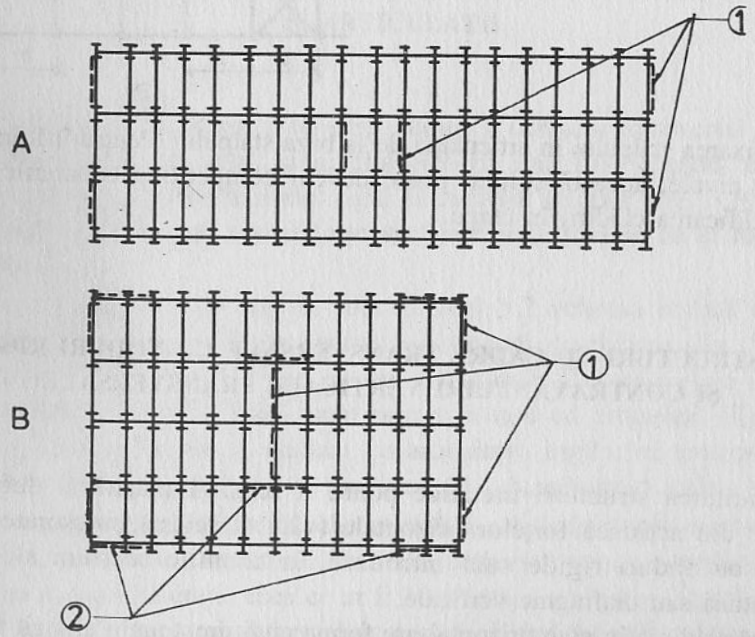


Fig. 5.12. Dispoziția în plan a contravântuirilor

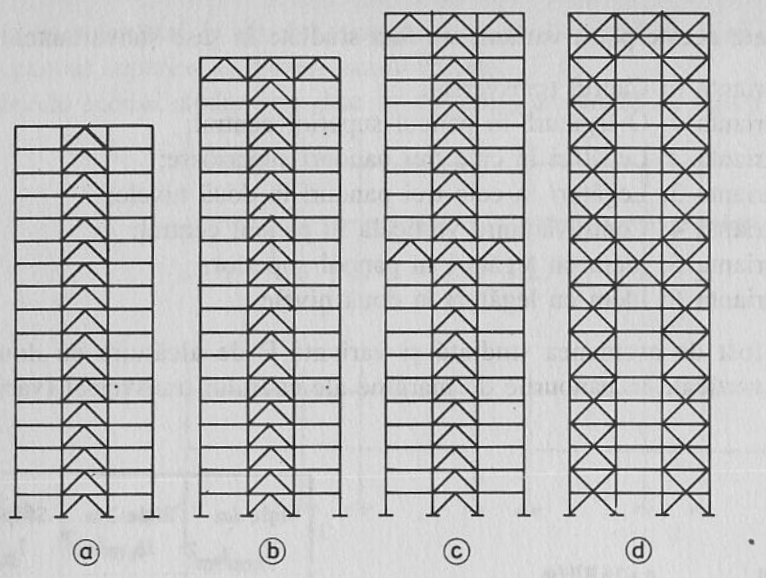


Fig. 5.13. Sisteme de contravânturi tranversale

planul orizontal se apropie de un pătrat și la care în afară de contravântuiri verticale transversale au fost introduse și contravântuiri verticale longitudinale.

O eficiență mărită a efectului favorabil al contravântuirilor executate pe o singură deschidere a cadrului transversal se obține dacă la un nivel superior (fig. 5.13 b) și eventual și la un nivel inferior (fig. 5.13 c), sistemul contravântuirii se extinde și pe deschiderile alăturate ale cadrului transversal. De asemenea o importantă creștere a rigidității la încărcări orizontale rezultă atunci când contravântuirile verticale montate în două panouri ale cadrului transversal sunt legate între ele la unul sau două nivele (fig. 5.13 d).

Efectul favorabil al contravântuirilor verticale amplasate în planul cadrului transversal rigid, a fost studiat în cadrul unei teme de cercetare elaborată în colaborare cu Centrul de Calcul al Institutului de Studii și Proiectare în domeniul energetic ISPE – Filiala Timișoara.

Dimensiunile cadrului transversal, încărcările, secțiunile și momentele de inerție ale elementelor componente ale structurii sunt redate în figura 5.14 a.

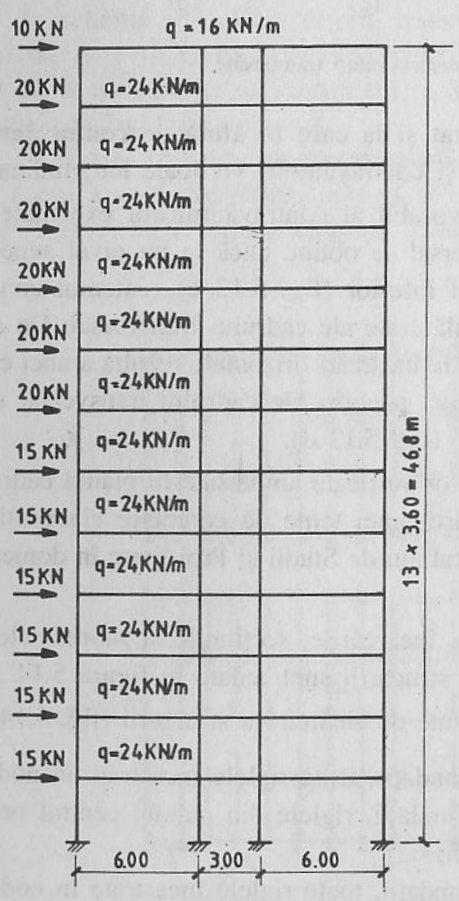
Au fost studiate următoarele variante de alcătuire a structurii (fig. 5.14 b):

Varianta A: Stâlpii încastrați în fundații, toate riglele încastrate în noduri;
Varianta B: Stâlpii încastrați în fundații, riglele din panoul central prinse în nod prin articulații;
Varianta C: Stâlpii articulați în fundații, toate riglele încastrate în noduri;
Varianta D: Stâlpii articulați în fundații, riglele din panoul central prinse în nod prin articulații.

Toate aceste patru variante au fost studiate în șase subvariante.

Varianta 0: Cadrul transversal;
Varianta 1: O legătură în panoul superior central;
Varianta 2: Legături în cele trei panouri superioare;
Varianta 3: Legături în cele trei panouri la două nivele;
Varianta 4: Contravântuire verticală în panoul central;
Varianta 5: Idem cu legături în panoul superior;
Varianta 6: Idem cu legături la două nivele.

A fost de asemenea studiată și varianta E de alcătuire cu două contravântuiri verticale în panourile de margine ale cadrului transversal (varianta E 4)



Rigle 6m $I/A\ cm^4/cm^2$	Rigle 3m $I/A\ cm^4/cm^2$	Stîlpi $I/A\ cm^4/cm^2$
9800/69	1450/30	
12500/78	1450/30	6000/80
12500/78	1450/30	
12500/78	1450/30	
30000/118	1450/30	
30000/118	1450/30	15000/520
30000/118	1450/30	
30000/118	1450/30	
30000/118	1450/30	26000/150
30000/118	1450/30	
30000/118	1450/30	
30000/118	1450/30	60000/200
30000/118	1450/30	

Fig. 5.14 *a*

și aceasta și cu o legătură la nivelul superior în panoul central (E 5) și cu două legături în panoul superior și într-un panou inferior (E 6).

Rezultatele acestui studiu sunt date în diagrama prezentată în figura 5.14 c.

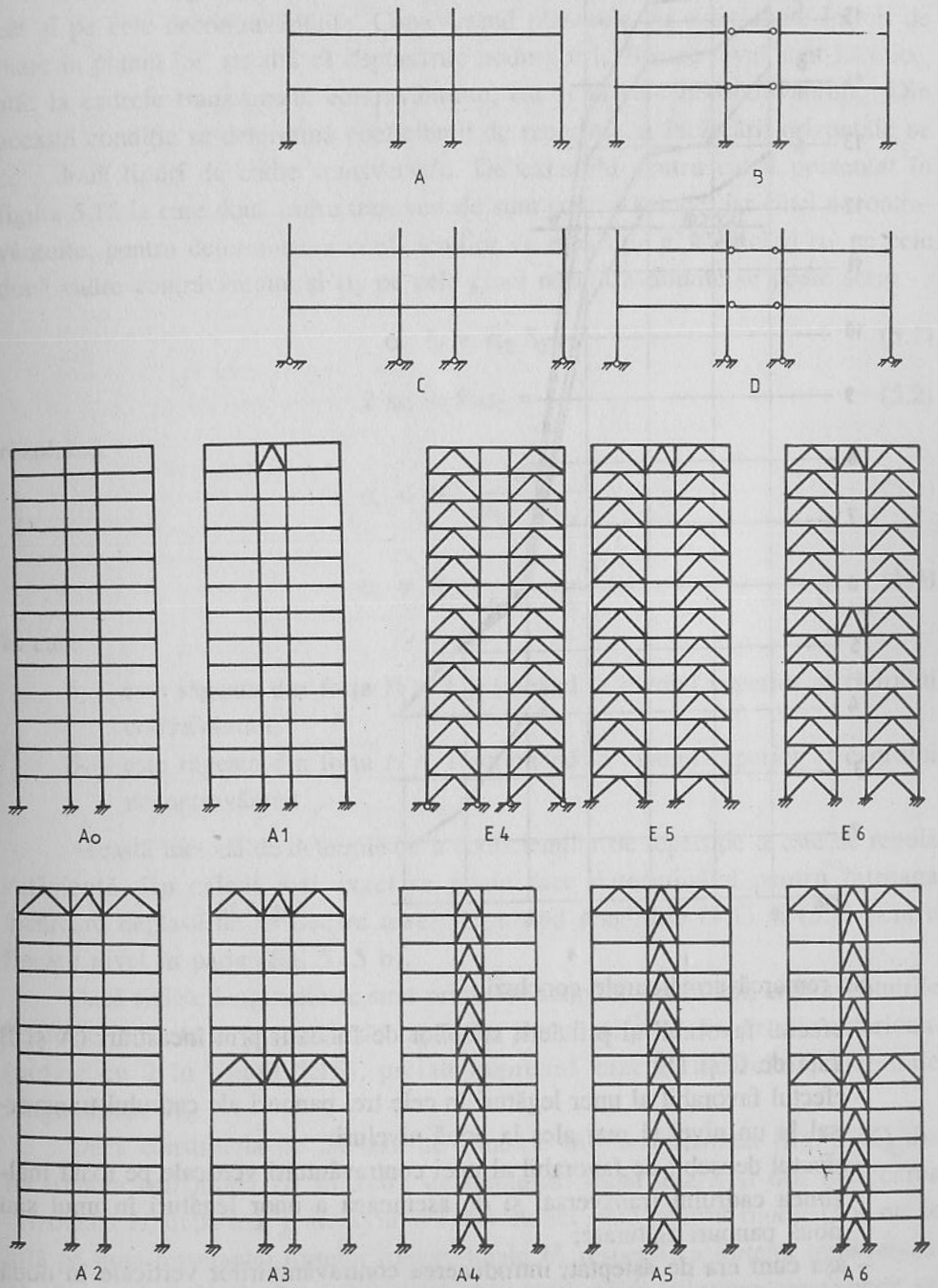


Fig. 5.14. *b*

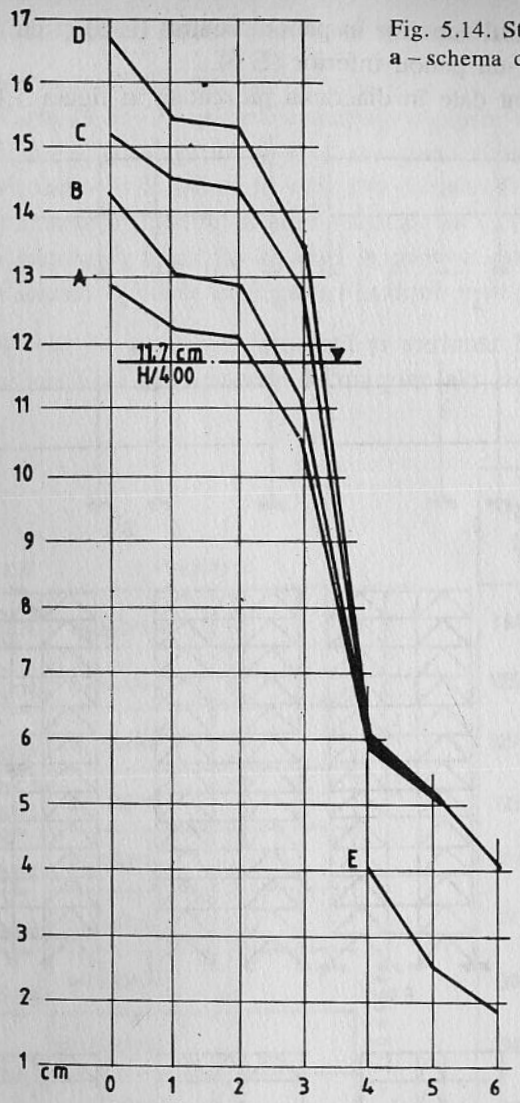


Fig. 5.14. Studiu privind eficienţa contravântuirilor
a – schema de calcul **b** – sisteme de contravântuiri
c – rezultate

Fig. 5.14 *c*

Se remarcă următoarele concluzii:

- efectul favorabil al prinderii stâlpilor de fundaţii prin încastrări (A şi B faţă de C şi D);
- efectul favorabil al unor legături în cele trei panouri ale cadrului transversal la un nivel şi mai ales la două niveluri;
- efectul deosebit de favorabil al unei contravântuiri verticale pe toată înălţimea cadrului transversal şi de asemenea a unor legături în unul sau două panouri alăturate;
- aşa cum era de aşteptat, introducerea contravântuirilor verticale în două panouri ale cadrului transversal şi în plus şi legăturile la unul sau două nivele, conduce la creşterea foarte mare a rigidităţii.

Aşa cum rezultă din diagramă numai structurile de la A3 şi B3 în sus şi C4 şi D4 în sus satisfac condiţia de rigiditate minimă $\delta \leq H/400$.

Efectul forţelor orizontale trebuie repartizat atât pe cadrele contravântuite cât şi pe cele necontravântuite. Considerând planşeele cu o rigiditate infinit de mare în planul lor, rezultă că deplasările nodurilor la fiecare nivel sunt identice, atât la cadrele transversale contravântuite, cât şi la cele necontravântuite. Din această condiţie se determină coeficienţii de repartiţie ai încărcării orizontale pe cele două tipuri de cadre transversale. De exemplu pentru cazul prezentat în figura 5.15 la care două cadre transversale sunt contravântuite, iar cinci necontravântuite, pentru determinarea coeficienţilor de repartiţie ai încărcării α_1 pe cele două cadre contravântuite şi α_2 pe cele cinci necontravântuite se poate scrie.

$$\alpha_1 \, \delta_1 \equiv \alpha_2 \, \delta_2 \tag{5.1}$$

$$2 \, \alpha_1 + 5 \, \alpha_2 = H_t \tag{5.2}$$

rezultând:

$$\alpha_1 = H_t \, \frac{\delta_2}{2\delta_2 + 5\delta_1} \tag{5.3}$$

$$\alpha_1 = H_t \, \frac{\delta_1}{2\delta_2 + 5\delta_1} \tag{5.4}$$

în care:

δ_1 – este săgeata din forţa $H = 1$ acţionând la nivelul superior al cadrului contravântuit;

δ_2 – este săgeata din forţa $H = 1$ acţionând la nivelul superior al cadrului necontravântuit.

Această metodă de determinare a coeficienţilor de repartiţie α este de regulă suficientă. Un calcul mai exact se poate face determinând pentru întreaga încărcare deplasările la fiecare nivel şi punând condiţiile (5.1) şi (5.2) pentru fiecare nivel în parte (fig. 5.15 b).

Dacă riglele longitudinale sunt prinse de stâlpi cu articulaţii, contravântuirile verticale montate în panourile de capăt din planul stâlpilor din şirurile exterioare (notate cu 2 în figura 5.15), preiau împreună efectul încărcării orizontale longitudinale H_L.

Dacă construcţia nu are axe de simetrie în plan orizontal (fig. 5.16) din încărcarea orizontală H_L în afară de deplasări după axa x şi din încărcarea orizontală H_t după axa y, intervin şi rotiri atunci când centrul rigidităţilor nu se află pe linia rezultantei forţelor longitudinale H_L respectiv a forţelor transversale H_t, în cazul acţiunii vântului, sau când centrul rigidităţilor nu corespunde cu centrul maselor în cazul încărcării seismice.

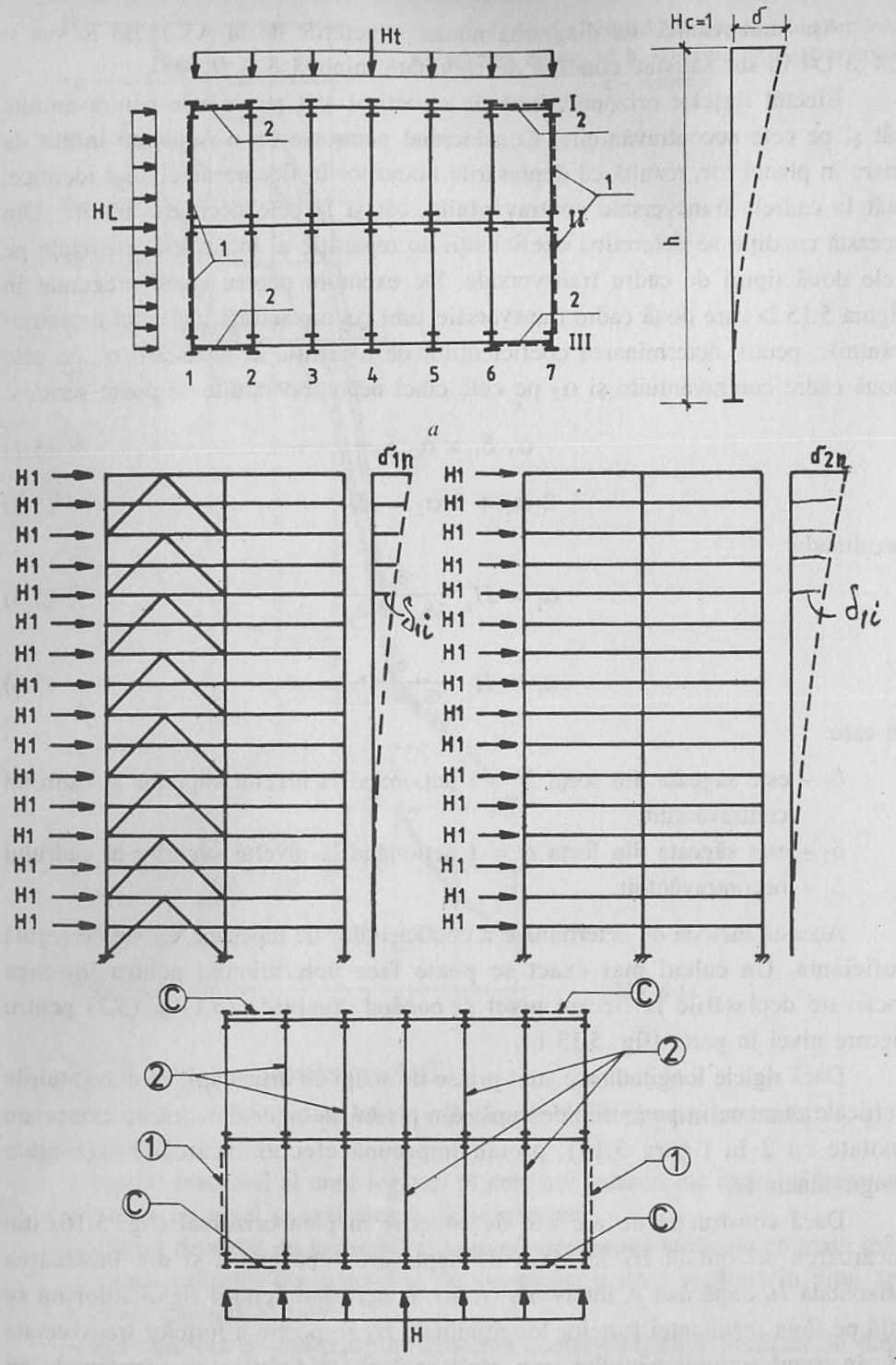


Fig. 5.15. Repertizarea efectului forțelor orizontale

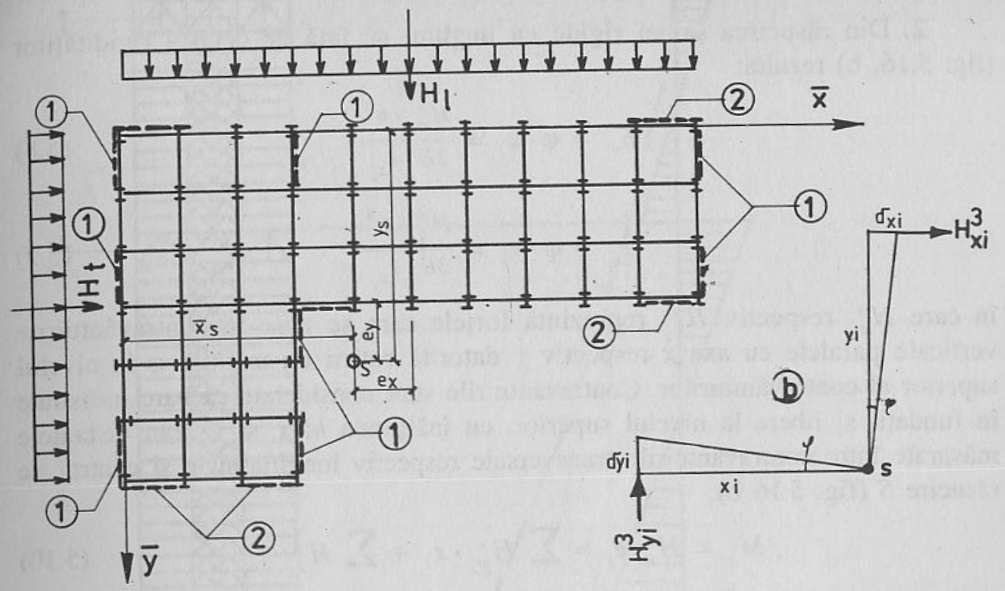


Fig. 5.16. Repartizarea efectului forțelor orizontale

Poziția centrului rigidităților în sistemul de axe $\bar{x}$, $\bar{y}$, rezultă din:

$$\bar{x}_s = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}} \tag{5.5}$$

$$\bar{y}_i = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}} \tag{5.6}$$

în care:

I_{x_i} – este momentul de inerție față de axa x al contravântuirii paralelă cu axa y.

I_{y_i} – este momentul de inerție față de axa y al contravântuirii paralelă cu axa x.

Din încărcarea orizontală H_l rezultă:

1. Din încovoiere față de axa x vor fi active contravântuirile verticale paralele cu axa y marcate cu linie plină în figura 5.16.

Fiecărei contravântuiri verticale îi revine:

$$H_{y_i} = H_l = \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}. \tag{5.7}$$

2. Din răsucirea şaibei rigide cu unghiul φ, faţă de centrul rigidităţilor (fig. 5.16, b) rezultă:

$$\delta_{y_i} = \varphi \cdot x_i = \frac{H^s_{y_i} \cdot h^3}{3E \cdot I_{x_i}} \tag{5.8}$$

$$\delta_{x_i} = \varphi \cdot y_i = \frac{H^s_{x_i} \cdot h^3}{3E \cdot I_{y_i}} \tag{5.9}$$

în care $H^s_{x_i}$ respectiv $H^s_{y_i}$ reprezintă forţele care se nasc în contravântuirile verticale paralele cu axa x respectiv y datorită rotirii cu unghiul φ la nivelul superior al contravântuirilor. Contravântuirile sunt considerate ca bare incastrate în fundaţii şi libere la nivelul superior, cu înălţimea h; x_i şi y_i sunt distanţele măsurate între contravântuirile transversale respectiv longitudinale şi centrul de răsucire S (fig. 5.16 b).

$$M_s = H_t \cdot e_t = \sum H^s_{y_i} \cdot x_i + \sum H^s_{x_i} \cdot Y_i \tag{5.10}$$

şi din relaţiile (5.8) şi (5.9)

$$\varphi = \frac{H^s_{y_i}}{I_{x_i} \cdot x_i} \cdot \frac{h^3}{3E} = \frac{H^s_{x_i}}{I_{y_i} \cdot y_i} \cdot \frac{h^3}{3E}$$

cu

$$H^s_{x_i} = H^s_{y_i} \frac{I_{y_i} \cdot y_i}{I_{x_i} \cdot x_i} \tag{5.11}$$

se obţin încărcările pe cele două tipuri de contravântuiri verticale: $H^s_{y_i}$ pe cele transversale şi $H^s_{x_i}$ pe cele longitudinale din momentul $H_t \cdot e_t$.

$$H^s_{y_i} = H_t \cdot e_t \frac{I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{y_i} \cdot y_i^2} \tag{5.12}$$

$$H^s_{x_i} = H_t \cdot e_t \frac{I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{y_i} \cdot y_i^2}. \tag{5.13}$$

Încărcările orizontale $H^s_{y_i}$ pe contravântuirile transversale paralele cu axa y se însumează evident cu încărcările care revin direct din H_t acestor contravântuiri din relaţia (5.7).

Din însumarea celor două efecte din forţa orizontală H_t pentru contravântuirile verticale paralele cu axa y rezultă

$$H_{y_i} = H_t \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}} + \frac{H_t \cdot e_t}{\sum I_{x_i} \cdot x_i^2 + \sum I_{y_i} \cdot y_i^2}. \tag{5.14}$$

În mod analog se determină şi încărcările pe cele două tipuri de contravântuiri din forţa orizontală H_L.

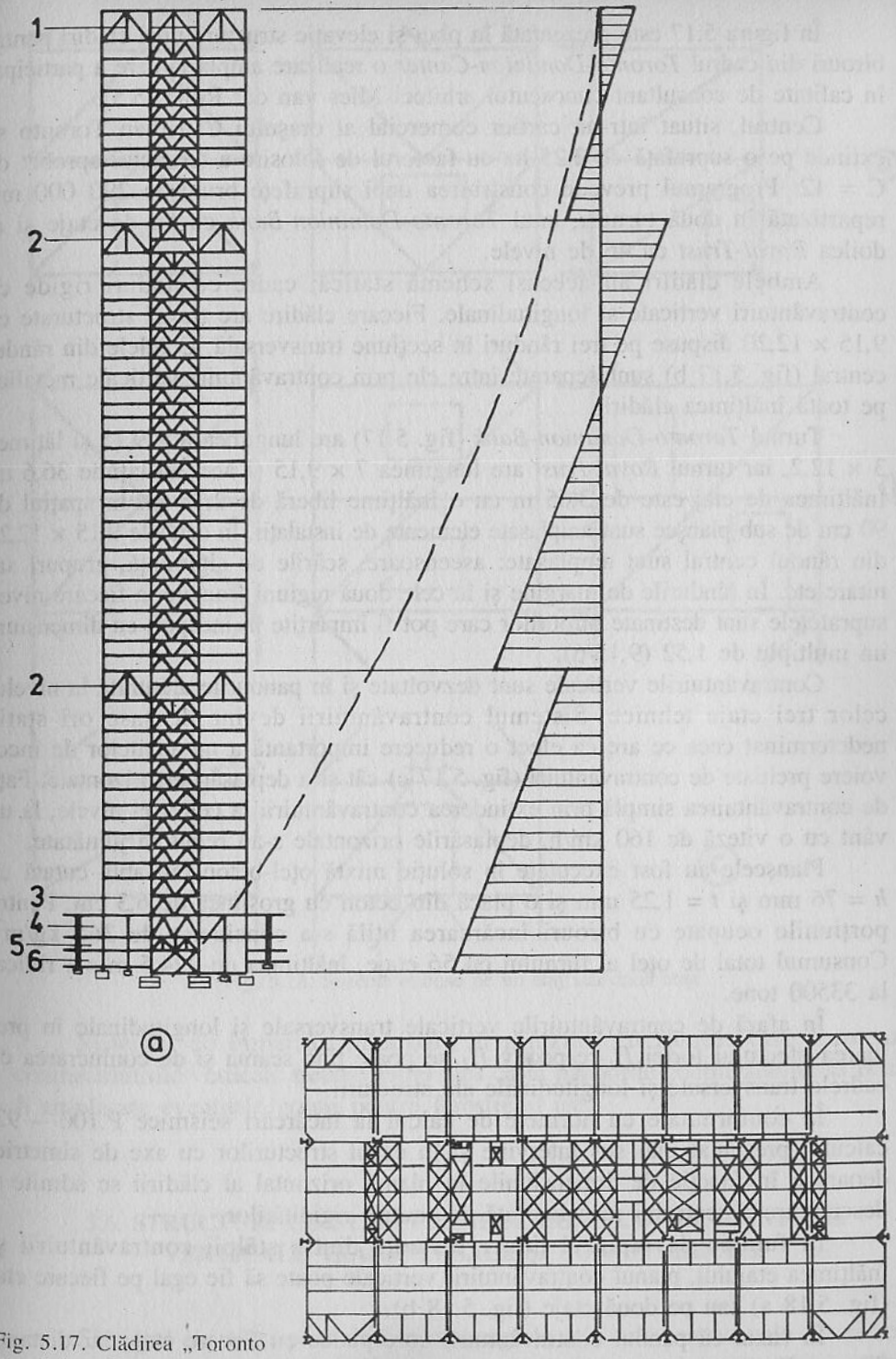


Fig. 5.17. Clădirea „Toronto Dominion Center"-plan şi elevaţie

În figura 5.17 este prezentată în plan și elevație structura unei clădiri pentru birouri din cadrul *Toronto-Dominion-Center* o realizare amplă la care a participat în calitate de consultant cunoscutul arhitect Mies van der Rohe [5.5].

Centrul, situat într-un cartier comercial al orașului Canadian Toronto se extinde pe o suprafață de 2,25 ha cu factorul de folosire a terenului aprobat de C = 12. Programul prevede construirea unei suprafețe brute de 290 000 m^2, repartizată în două turnuri, unul *Toronto-Dominion-Bank* cu 56 de etaje și al doilea *Royal-Trust* cu 46 de nivele.

Ambele clădiri au aceeași schemă statică: cadre cu noduri rigide cu contravântuiri verticale și longitudinale. Fiecare clădire are travei structurate cu 9,15 × 12,20 dispuse pe trei rânduri în secțiune transversală. Celulele din rândul central (fig. 5.17 b) sunt separate între ele prin contravântuiri verticale metalice pe toată înălțimea clădirii.

Turnul *Toronto-Dominion-Bank* (fig. 5.17) are lungimea 8 × 9,15 și lățimea 3 × 12,2, iar turnul *Royal Trust* are lungimea 7 × 9,15 și aceeași lățime 36,6 m. Înălțimea de etaj este de 3,65 m cu o înălțime liberă de 2,75 m. În spațiul de 90 cm de sub planșee sunt amplasate elemente de instalații. În celulele 9,15 × 12,20 din rândul central sunt amplasate: ascensoare, scările de siguranță, grupuri sanitare etc. În rândurile de margine și în cele două regiuni frontale la fiecare nivel, suprafețele sunt destinate birourilor care pot fi împărțite în încăperi cu dimensiuni un multiplu de 1,52 (9,15/6).

Contravântuirile verticale sunt dezvoltate și în panourile alăturate la nivelul celor trei etaje tehnice. Sistemul contravântuirii devine de șase ori static nedeterminat ceea ce are ca efect o reducere importantă a momentelor de încovoiere preluate de contravântuiri (fig. 5.17 c) cât și a deplasărilor orizontale. Față de contravântuirea simplă prin extinderea contravântuirii la cele trei nivele, la un vânt cu o viteză de 160 km/h, deplasările orizontale s-au redus la jumătate.

Planșeele au fost executate în soluție mixtă oțel-beton cu tablă cutată cu h = 76 mm și t = 1,25 mm și o placă din beton cu grosimea de 6,3 cm. Pentru porțiunile ocupate cu birouri încărcarea utilă s-a considerat de 365 kg/m^2. Consumul total de oțel al turnului cu 56 etaje, înălțimea de 224,5 m s-a ridicat la 33500 tone.

În afară de contravântuirile verticale transversale și longitudinale în preluarea efectului forței H_t respectiv H_L se poate ține seama și de conlucrarea cu cadrele transversale și longitudinale ale structurii.

În conformitate cu normele de calcul la încărcări seismice P.100 – 92, calculul prezentat mai sus intervine și în cazul structurilor cu axe de simetrie, deoarece în funcție de dimensiunile în planul orizontal al clădirii se admite o descentrare a centrului maselor față de centrul rigidităților.

În funcție de raportul dintre distanța dintre stâlpii contravântuirii și înălțimea etajului, planul contravântuirii verticale poate să fie egal pe fiecare etaj (fig. 5.18 a) sau pe două etaje (fig. 5.18 b).

În cazul că panoul contravântuirii corespunde cu fiecare etaj, dar distanța dintre stâlpii contravântuirii este mare în raport cu înălțimea etajului, diagonalele contravântuirii pot fi montate cu descentrări (fig. 5.18 c).

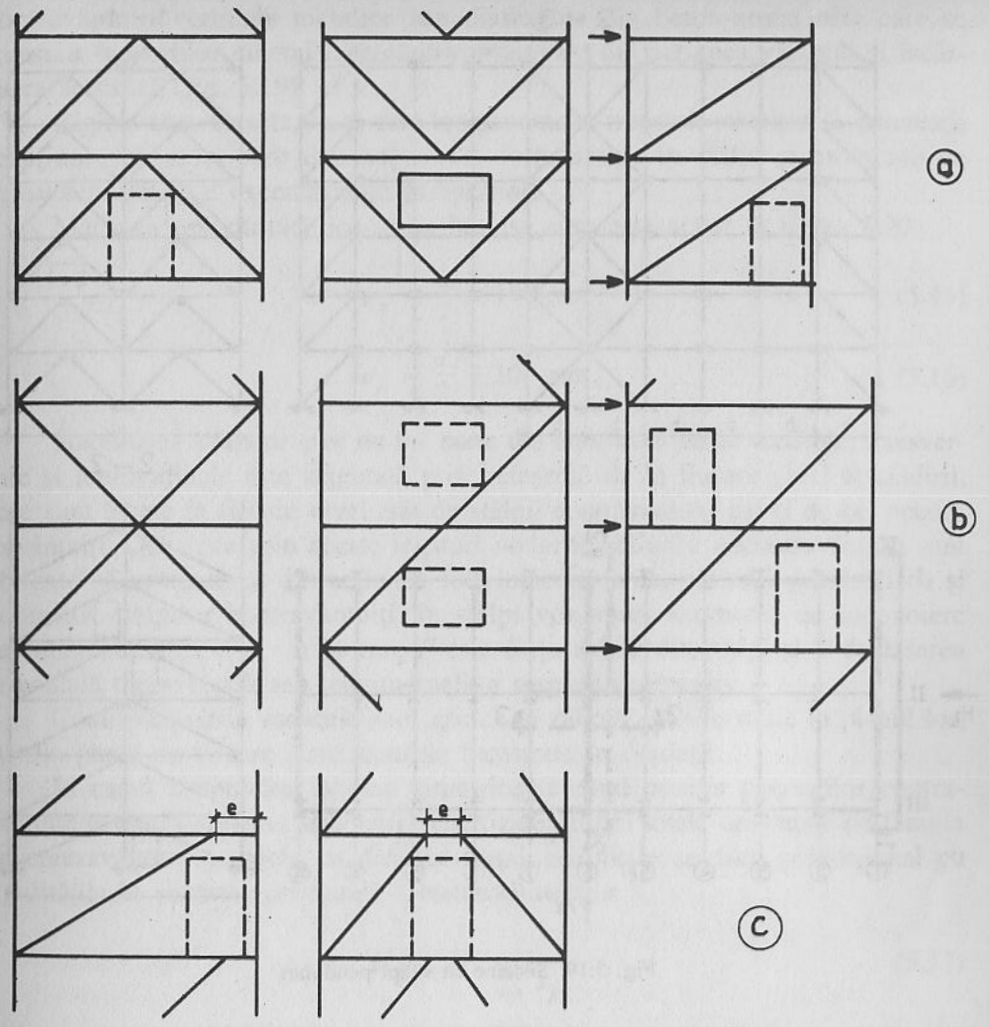


Fig. 5.18. Sisteme extinse pe un etaj sau două etaje

Sistemul de împărțire interioară al grinzilor cu zăbrele care formează contravântuirile verticale trebuie astfel ales ca în panourile contravântuite să poată fi amplasate eventuale goluri pentru ferestre și uși.

5.6. STRUCTURI CU STÂLPI PENDULARI ȘI CONTRAVÂNTUIRI VERTICALE TRANSVERSALE ȘI LONGITUDINALE

Sistemul cu stâlpi pendulari la care riglele atât cele transversale cât și cele longitudinale sunt prinse de stâlpi cu articulații, este un sistem spațial instabil. Pentru asigurarea stabilității spațiale a structurii sistemul trebuie completat cu

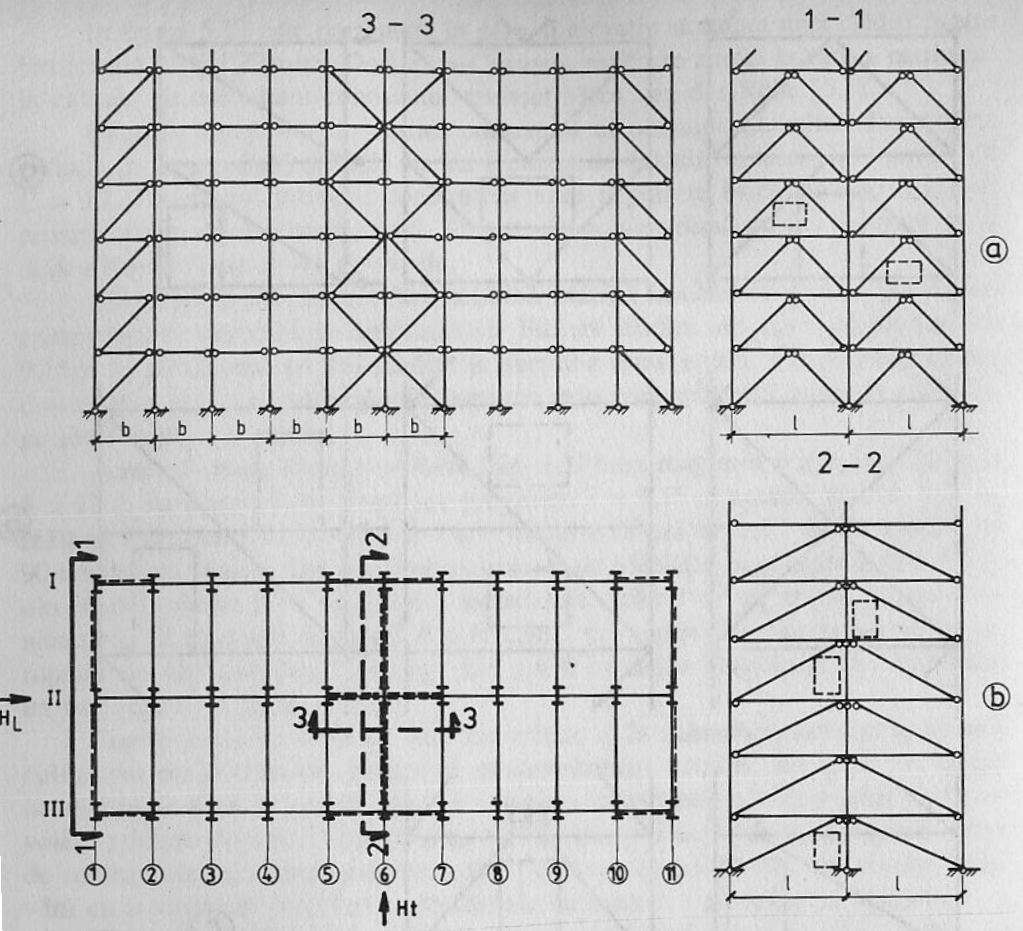


Fig. 5.19. Sisteme cu stâlpi pendulari

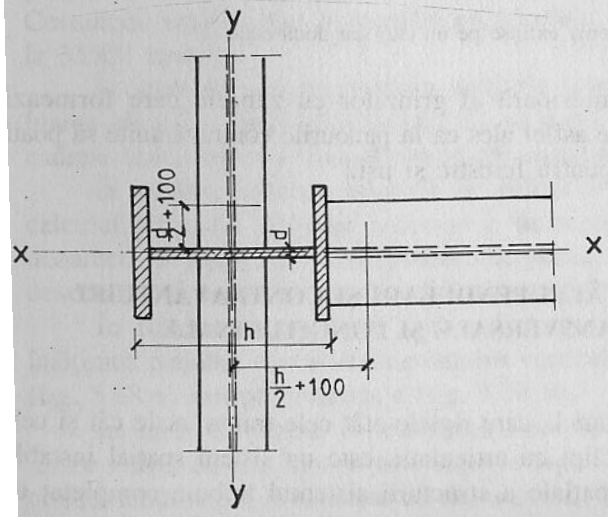


Fig. 5.20. Prinderea excentrică a grinzilor longitudinale

contravântuiri verticale metalice sau diafragme din beton-armat prin care se transmit fundațiilor efectul încărcărilor orizontale din acțiunea vântului și încărcarea seismică (fig. 5.19).

Riglele transversale, ca și cele longitudinale, transmit stâlpilor în articulații reacțiuni verticale, care dau naștere la forțe axiale în stâlpi și momente de încovoiere datorate excentricității prinderilor.

Mărimea excentricităților se va lua așa cum este arătat în figura 5.20.

$$e_x = \frac{h}{2} + 100 \text{ mm} \tag{5.15}$$

$$e_y = \frac{d}{2} + 100 \text{ mm}. \tag{5.16}$$

Stabilitatea stâlpilor care nu fac parte din contravântuirile verticale, transversale și longitudinale este asigurată prin planșeele de la fiecare nivel al clădirii, care sunt legate la fiecare nivel atât de stâlpii contravântuiți cât și de cei necontravântuiți. Deoarece prin aceste legături nodurile stâlpilor necontravântuiți sunt obligate să urmărească din acțiunea forțelor orizontale, aceleași deplasări ca și nodurilor stâlpilor contravântuiți, în stâlpi vor apare momente de încovoiere suplimentare $M_{sup} = P \cdot \Delta$ în care P este forța axială din stâlpi și Δ deplasarea orizontală transversală sau longitudinală a nivelului respectiv.

Contravântuirile verticale sunt grinzi cu zăbrele stabile static în planul lor, iar din punct de vedere static console încastrate în fundații.

În cazul sistemelor în plan simetrice și când poziția panourilor contravântuite respectă simetria structurii, repartizarea forței totale orizontale pe familia de contravântuiri paralele cu direcția forței orizontale se face proporțional cu rigiditățile în secțiune orizontală a contravântuirilor

$$H_i = H \frac{I_i}{\sum I_i}. \tag{5.17}$$

Pentru exemplul arătat în figura 5.19 forța orizontală transversală H_t va fi preluată de cele trei contravântuiri transversale din planul stâlpilor 1, 6 și 11, iar forța orizontală longitudinală H_L va fi preluată de contravântuirile verticale longitudinale situate în șirurile de stâlpi I, II și III. Momentele de inerție în secțiune orizontală ale contravântuirilor verticale, în funcție de sistemul de împărțire interioară pot fi calculate asimilând grinda cu zăbrele cu o placă cu grosimea t [5.6].

O altă soluție este aceea de a defini rigiditatea unei contravântuiri prin mărimea săgeții la vârf dintr-o forță orizontală $H = 1$ kN. În acest caz repartizarea forței rezultante din vânt după direcția transversală, respectiv longitudinală, pe fiecare contravântuire se va face cu relația:

$$H_i = H \frac{\delta_i}{\sum \delta_i}. \tag{5.18}$$

Dacă centrul rigidităților contravântuirilor verticale transversale și longitudinale nu corespunde cu centrul maselor în cazul încărcării seismice, sau nu se află pe rezultanta acțiunii vântului după direcție transversală sau longitudinală, ca și în cazul discutat în subcapitolul 5.5 intervine și un moment de răsucire care se repartizează pe cele două tipuri de contravântuiri conform relațiilor (5.12) și (5.13).

Sistemul cu stâlpi pendulari și contravântuiri verticale transversale și longitudinale are o rigiditate la forțe orizontale mai redusă, rigiditatea fiind determinată de numărul și rigiditatea la forțe orizontale a contravântuirilor. Soluția are avantaje în privința execuției și mai ales a lucrărilor de montaj, execuția nodurilor fiind mult simplificată. Soluția se recomandă pentru clădiri cu până la zece etaje.

5.7. STRUCTURI CU NUCLEU CENTRAL ȘI STÂLPI METALICI

Clădirile cu nucleu central și stâlpi metalici, au în elevație formă de turn și în secțiune orizontală sunt de formă pătrată, dreptunghiulară sau circulară.

Structura de rezistență este alcătuită dintr-un nucleu, de regulă central, format din diafragme de beton-armat sau contravântuiri verticale metalice și stâlpi și rigle metalice după cele două direcții. Legăturile riglelor de nucleul central și de stâlpii metalici sunt articulații. Stabilitatea clădirii este asigurată de rigiditatea foarte mare a nucleului la forțe orizontale și de asemenea de rigiditatea mare a planșeelor care formează la fiecare nivel al clădirii șaibe rigide.

În figura 5.21 sunt arătate mai multe variante ale structurii cu nucleu central și stâlpi metalici [5.7] [5.8].

Varianta a – Stâlpii metalici executați continuu pe toată înălțimea clădirii sunt legați la fiecare nivel prin riglele planșeului de nucleul central și prinși de fundații prin articulații. Riglele planșeului sunt prinse atât de nucleul central cât și de stâlpi, de asemenea prin articulații. Efectul încărcării verticale este transmis fundațiilor parțial prin stâlpi și parțial prin diafragmele sau contravântuirile care formează nucleul central. În cazul secțiunii pătrate cu latura nucleului a și a clădirii 3 a, prin stâlpii perimetrali va fi transmis fundațiilor 5 $a^2 \cdot n \cdot q$, iar prin nucleu 4 $a^2 \cdot n \cdot q$ (cu n numărul etajelor iar q încărcarea verticală pe m^2).

Varianta b – Pentru a obține un parter degajat stâlpii perimetrali se opresc la nivelul 1 și sunt rezemați pe un grătar de grinzi fixate de nucleu la acest nivel. Efectul încărcării verticale este transmis fundației în totalitate prin nucleu.

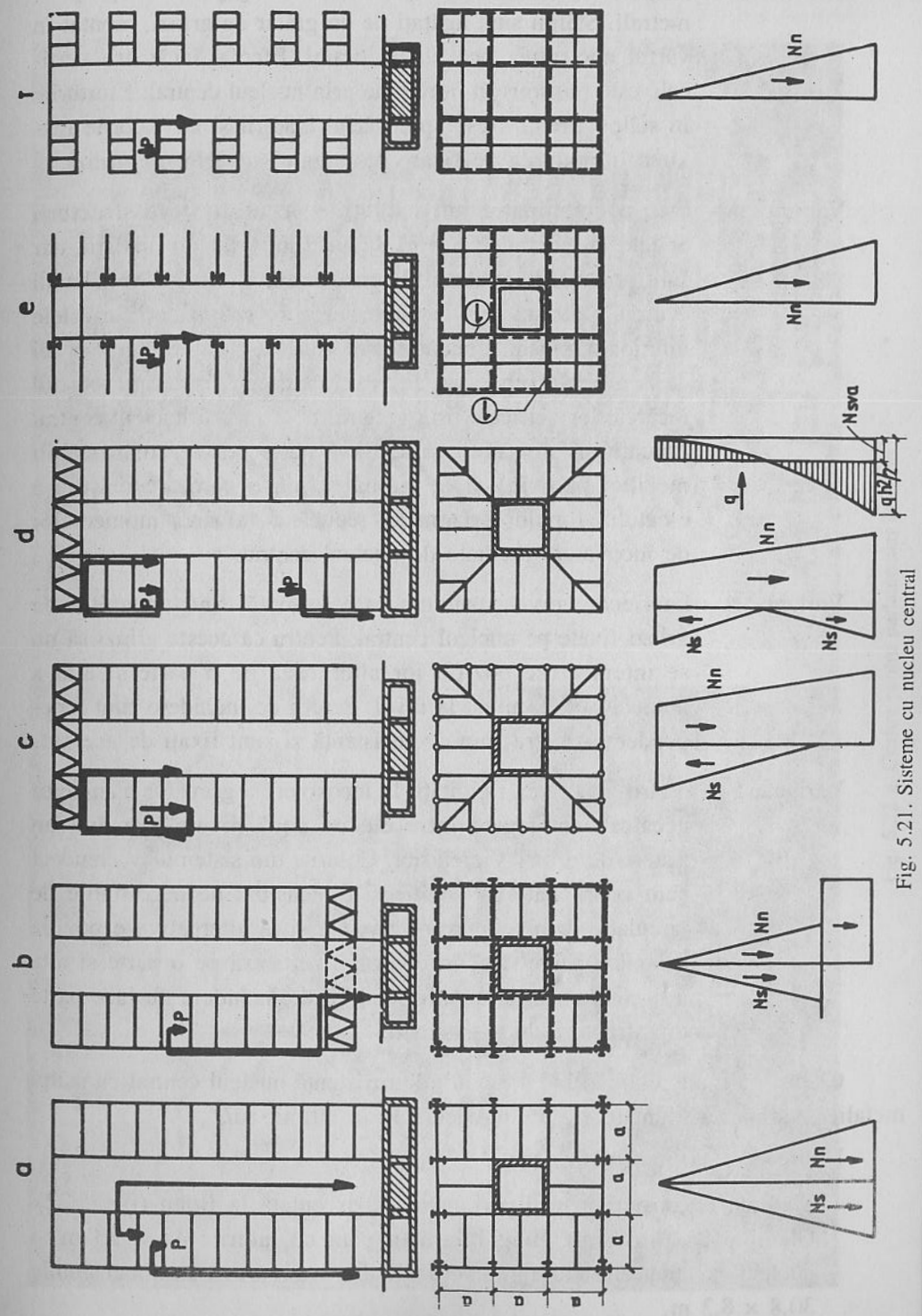


Fig. 5.21. Sisteme cu nucleu central

Varianta c – Ca și în cazul variantei b parterul este degajat de stâlpii perimetrali. Stâlpii sunt agățați de un grătar de grinzi, montat în vârful nucleului, încât devin tiranți. Efectul încărcării verticale este transmis în întregime prin nucleul central. Eforturile în stâlpii tiranți cresc spre vârful clădirii și au valorile maxime în nodurile de fixare de grătarul superior de grinzi.

Varianta d – Este o combinație între soluțiile de alcătuire a structurii arătate în variantele a și c. Stâlpii sunt fixați în fundații, dar sunt prinși și de grătarul de grinzi montat în vârful nucleului central. Datorită acestei duble legături, stâlpii de la nivelele inferioare transmit fundațiilor eforturi de compresiune, iar cei de la nivelele superioare lucrează ca tiranți și transmit efectul încărcărilor verticale prin grătarul de grinzi și nucleul central fundațiilor. Sistemul static fiind static nedeterminat stâlpii metalici participă și la preluarea într-o oarecare măsură a efectului forțelor orizontale, reducând valoarea momentelor de încovoiere preluate de nucleul central.

Varianta e – La fiecare nivel structura este formată dintr-un grătar de grinzi fixate pe nucleul central. Pentru ca aceste grinzi să nu se intersecteze poziția lor alternează pe o parte și alta a nucleului de la nivel la nivel. Pereții de închidere sunt independenți de structura de rezistență și sunt fixați de aceasta.

Varianta f – Pentru majorarea rigidității la încovoiere a grinzilor planșeelor acestea sunt legate între ele pe două nivele formând un sistem de grinzi Vierendeel. Golurile din sistemul Vierendeel sunt coordonate ca poziție și dimensiuni de necesitățile de circulație la nivelul respectiv. Ca și la alternativa e poziția grinzilor Vierendeel în consolă alternează pe o parte și alta a nucleului, iar structura pereților de închidere nu face parte din structura de rezistență.

Clădiri cu multe etaje având structura de rezistență nucleul central cu stâlpi metalici, varianta a, sunt foarte multe executate în ultimii ani.

Dintre acestea prezentăm:

– Clădirea de birouri pentru parlamentari, executată la Bonn (fig. 5.22). Clădirea cu formă dreptunghiulară în plan cu laturile 48 × 33 m și nucleul executat din diafragme verticale din beton-armat cu dimensiunile 30,8 × 8,3 m.

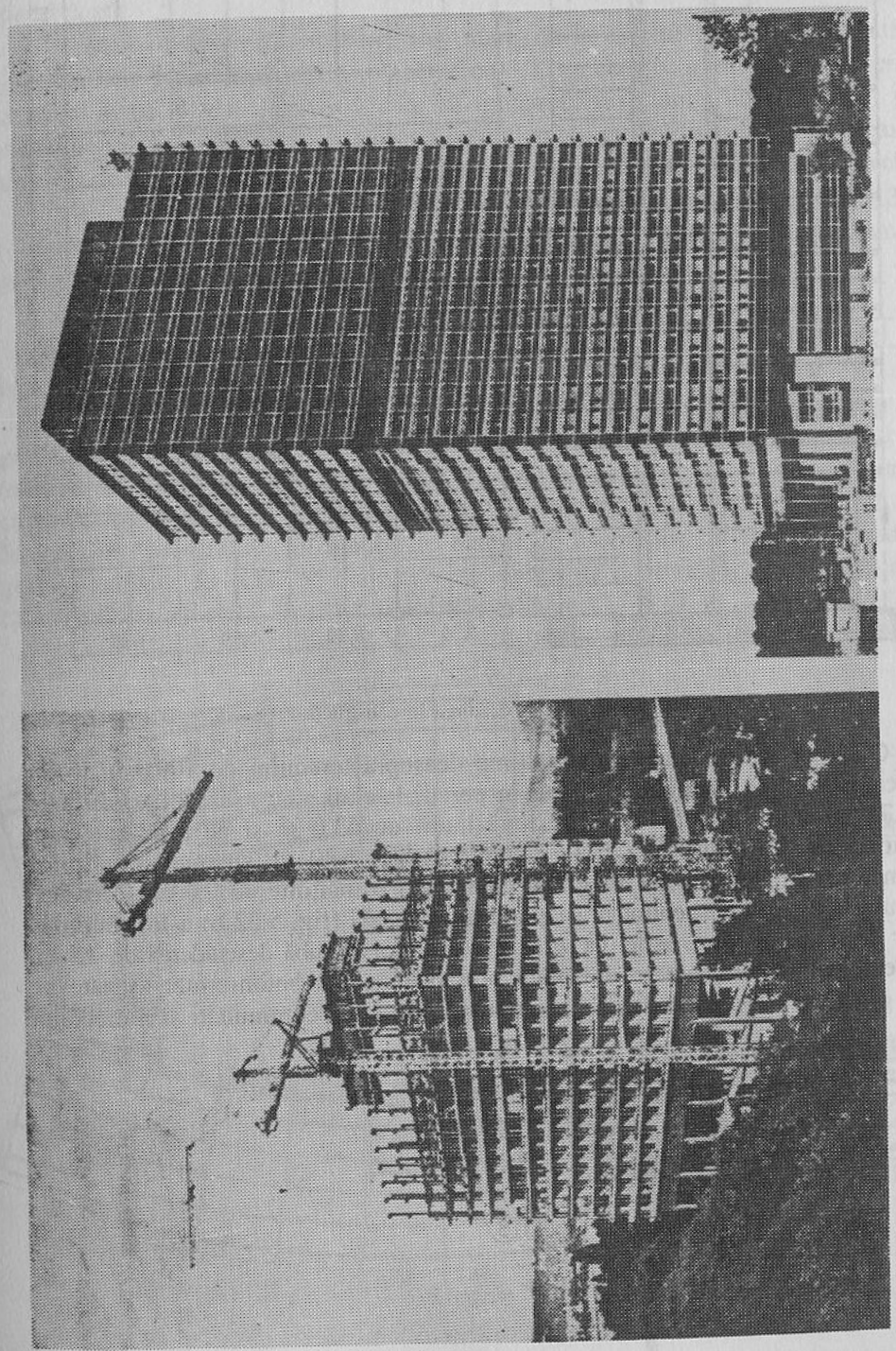


Fig. 5.22 a. Clădire pentru parlamentari la Bonn

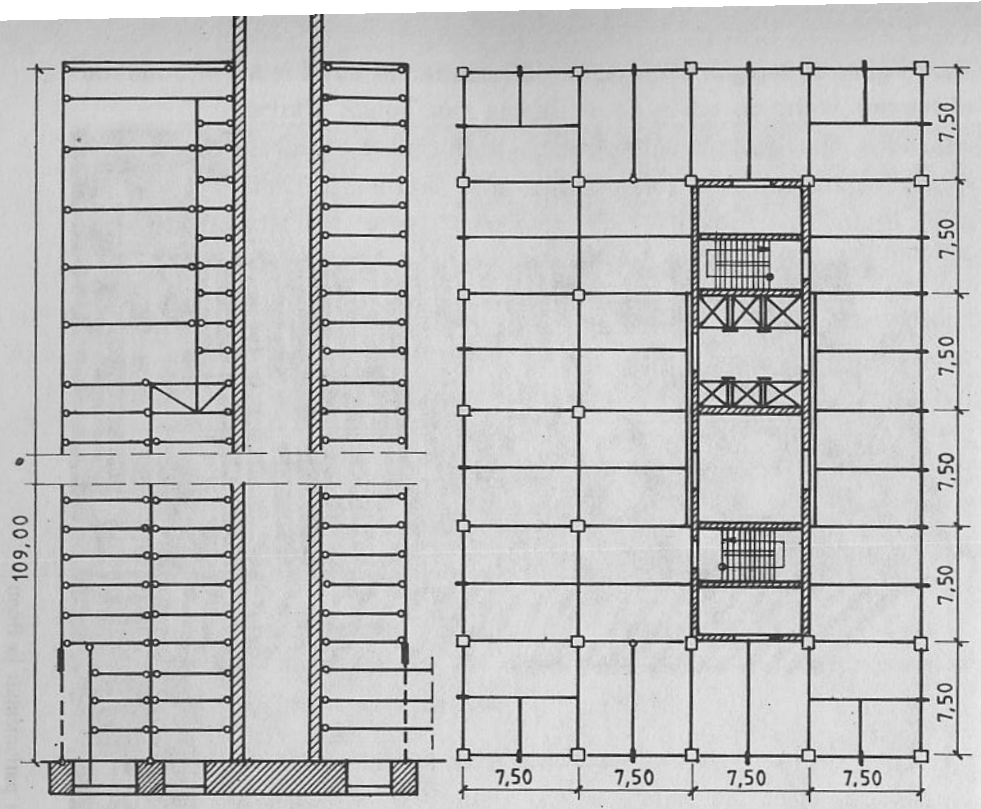


Fig. 5.22 b. Clădirea în construcție

Clădirea are 30 etaje și o înălțime deasupra terenului de 109,0 m [5.9]; proiectant Prof. E. Eiermann. Stâlpii în pereții laterali sunt așezați la o distanță de 3,75 m unul de altul. Pe cele două laturi de 63,0 m și pe cele trei etaje inferioare, stâlpii sunt așezați la distanțe duble, 7,30 m, susținerea stâlpilor intermediari fiind rezolvată cu grinzi cheson cu o înălțime de 2,0 m. Deoarece nucleul este așezat descentrat în secțiune transversală (fig. 5.22 b) a fost introdus un șir de stâlpi interiori, astfel ca grinzile planșeelor să aibă deschiderea de 7,5 m. Planșeele au fost executate din plăci prefabricate din beton-armat așezate pe talpa grinzilor (fig. 5.23). Pentru asigurarea unei bune continuități și a efectului

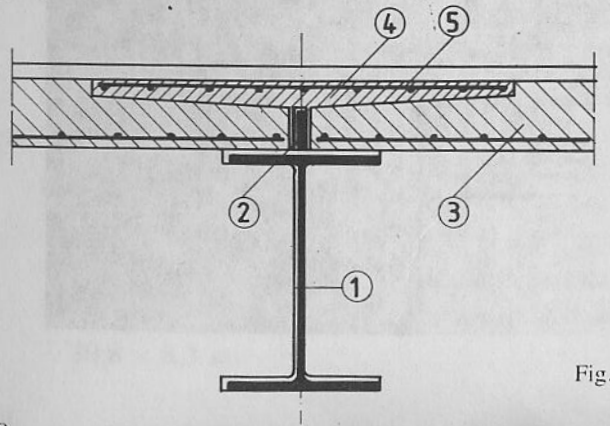


Fig. 5.23. Planșeu din prefabricate

de șaibă pe o lățime de 1,0 m s-a realizat o supra-betonare a rostului dintre prefabricate.

Pentru a crea spațiu cu lățime mai mare, de la nivelul 18 în sus, linia stâlpilor interiori a fost deplasată spre nucleu cu 3,75 m ceea ce a impus introducerea la acest nivel a unui dispozitiv care să transmită reacțiunile acestor stâlpi pe stâlpii de la etajele inferioare. Pentru a crea și spații cu înălțime dublă în această regiune, deasupra etajului 18 au fost eliminate planșeele din două în două nivele.

Fundația nucleului a fost realizată ca un bloc cu dimensiunile 31,0 × 13,5 m înalt de 3,0 m, iar fundațiile stâlpilor au fost executate ca o grindă, cu lățimea de 2,0 m și înălțimea de asemenea de 3,0.

Săgeata la vârf în cazul vântului maxim este de 20 mm.

Consumul de materiale: beton 18 200 m^3, oțel rotund 1 200 t, oțel în structura metalică 4 200 t.

O clădire cu nucleu central și stâlpii periferici din oțel prinși de nucleu cu grinzi ale planșeelor este blocul turn Maine Montparnasse din Paris cu 210 m înălțime și 57 etaje (fig. 5.24) [5.10]. Turnul în plan orizontal de forma unei elipse cu capetele teșite are dimensiunile 39 × 62 m, iar nucleul 16 × 37,30 m. În interiorul nucleului sunt amplasate baterii de ascensoare, scări de siguranță, grupuri sanitare etc. Cele 55 etaje curente reprezintă o suprafață de 110 000 m^2. Două etaje la nivelele 15 și 42 sunt etaje tehnice.

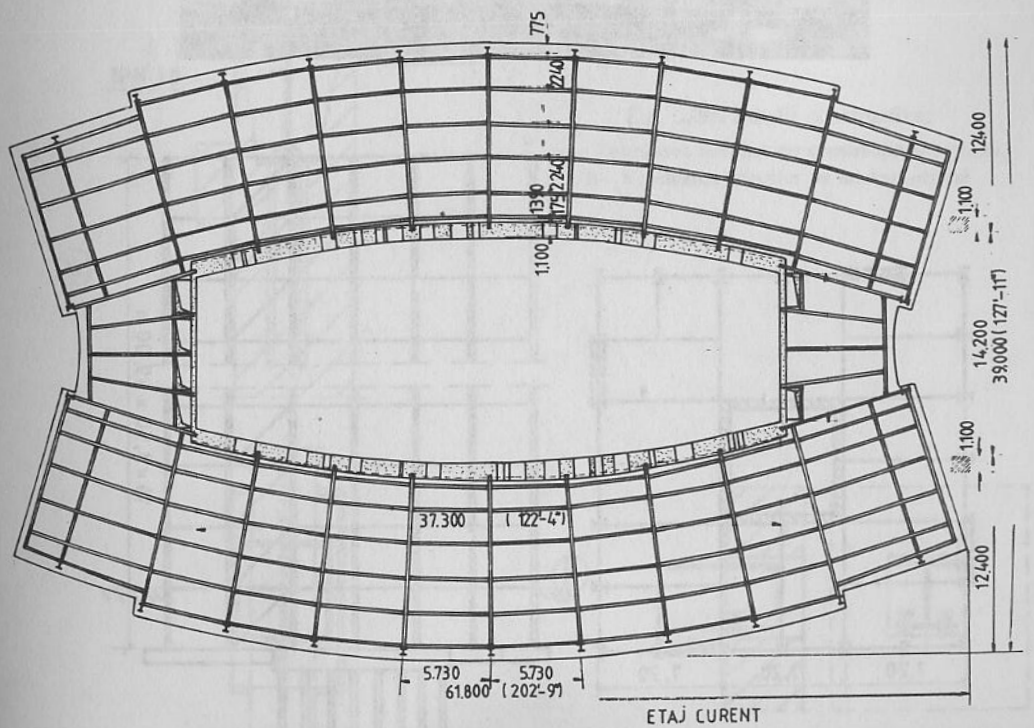
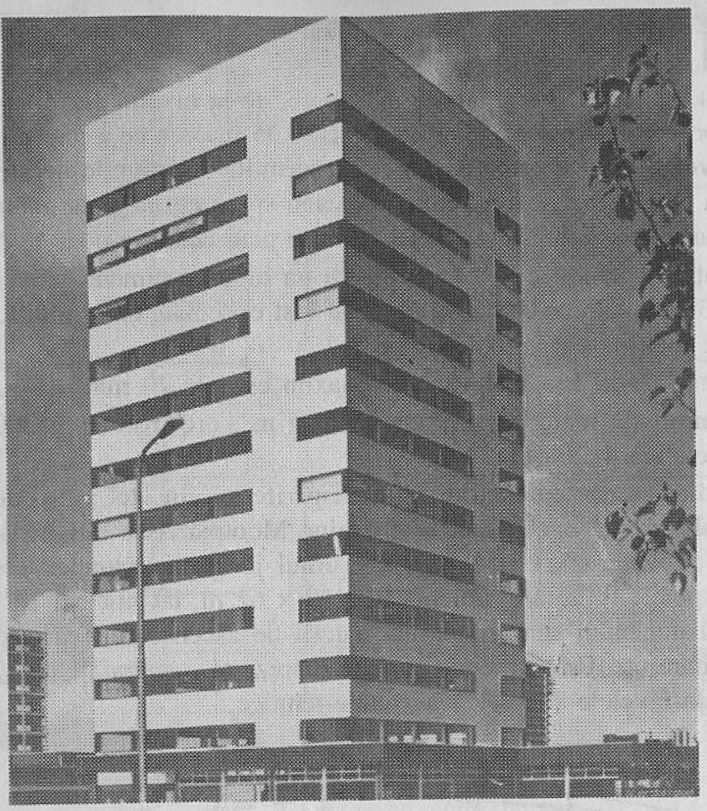


Fig. 5.24. Blocul turn Montparnasse



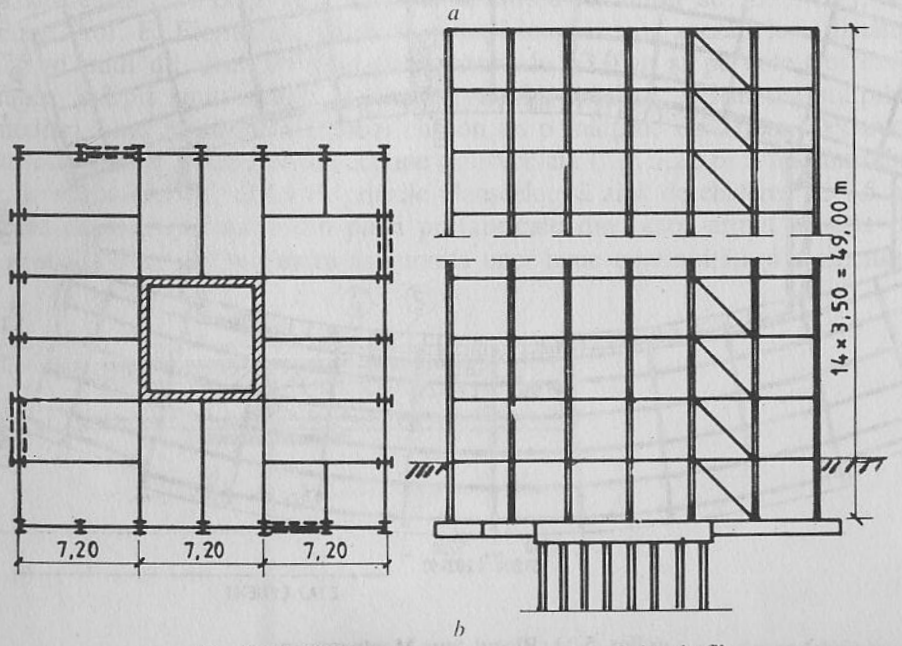


Fig. 5.25. Clădirea Centrului Comercial „Bakrashof"

Stâlpii metalici au dimensiunile 0,45 × 0,45 m cu secțiuni alcătuite din tablă cu grosimi de la 10 mm la 100 mm și sunt executați din oțel E 36. Îmbinările de șantier sunt sudate.

Grinzile metalice ale planșeelor sunt prinse cu articulații atât de nucleu cât și de stâlpi. Planșeele sunt executate din table cutate capabile să preia efectul încărcărilor și sunt acoperite cu dale din beton care asigură transmiterea efectului forțelor orizontale nucleului.

Clădirea are un subsol cu șase nivele, ceea ce asigură condiții de parcare pentru 2 000 de mașini. La etajul 56 este instalat un restaurant panoramic, iar acoperișul clădirii permite aterizarea helicopterelor.

Greutatea totală a turnului este de 380 000 tone din care construcția metalică reprezintă 6 000 tone.

O variantă de structură cu nucleu central și stâlpi metalici este clădirea centrului comercial *Bakrashof* din Amstelveen (Olanda) (fig. 5.25) [5.11].

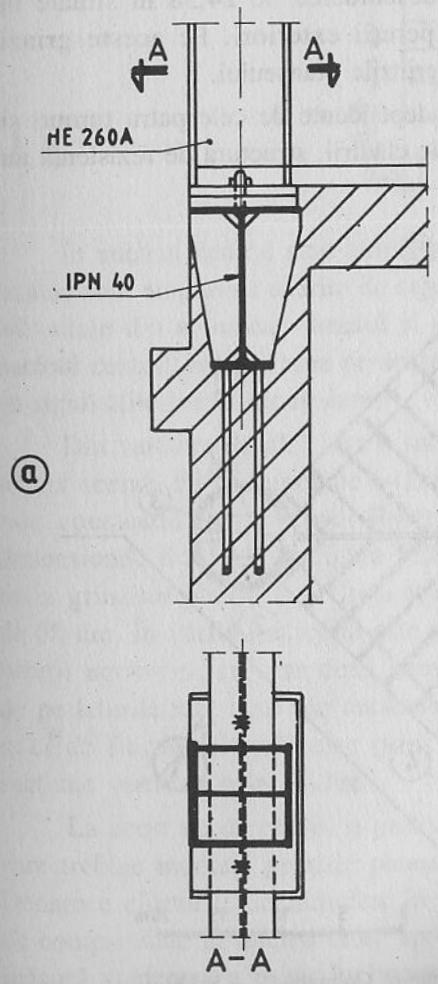


Fig. 5.26. Detalii constructive:
a – Rezemarea stâlpilor pe construcția subsolului
b – Rezemarea grinzilor pe nucleul central

Clădirea în plan orizontal are secțiune pătrată cu latura de 22,0 m și un nucleu central cu latura de 7,20 m. În elevație, un subsol, parter și 12 etaje și o înălțime de 47,60 m deasupra terenului. Grinzile planșeelor sunt fixate cu articulații atât de stâlpi cât și de nucleu (fig. 5.26 b). Rezemarea stâlpului se face prin intermediul unei grinzi I PN 40 montată în peretele subsolului (fig. 5.26 a). În fiecare fațadă este prevăzută pe toată înălțimea clădirii un panou plin în care este amplasată o contravântuire verticală care îmbunătățește condițiile de stabilitate a pereților în planul lor.

O soluție originală a structurii de rezistență este cea folosită la clădirea pentru birouri *Knigts of Columbus* din New Haven (SUA) [5.12].

Structura cu înălțimea de 97,6 m și 23 etaje este alcătuită din patru turnuri cilindrice executate din beton-armat post comprimat, așezate în colțurile pătratului și un nucleu central format din două corpuri separate (fig. 5.27). Pe cele patru turnuri se reazemă grinzile principale cu deschiderea de 24,38 m situate în exteriorul clădirii la 1,52 m distanță de pereții exteriori. Pe aceste grinzi principale și pe nucleul central se reazemă grinzile planșeului.

Cu excepția principalelor trei nivele independente de cele patru turnuri și cu pereții exteriori mai retrași față de fațadele clădirii, structura de rezistență nu are alți stâlpi metalici.

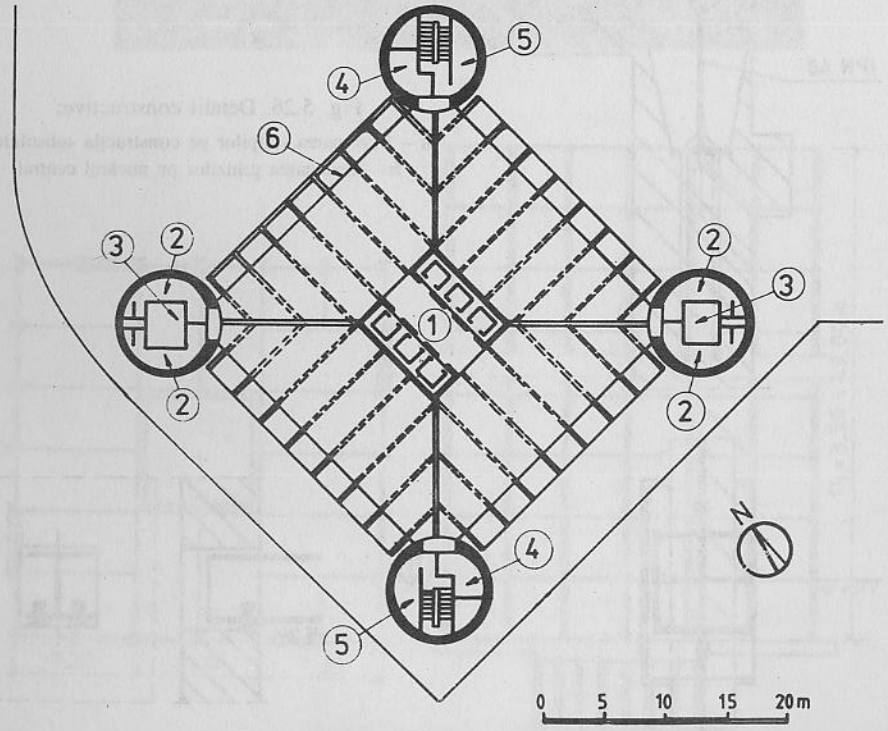
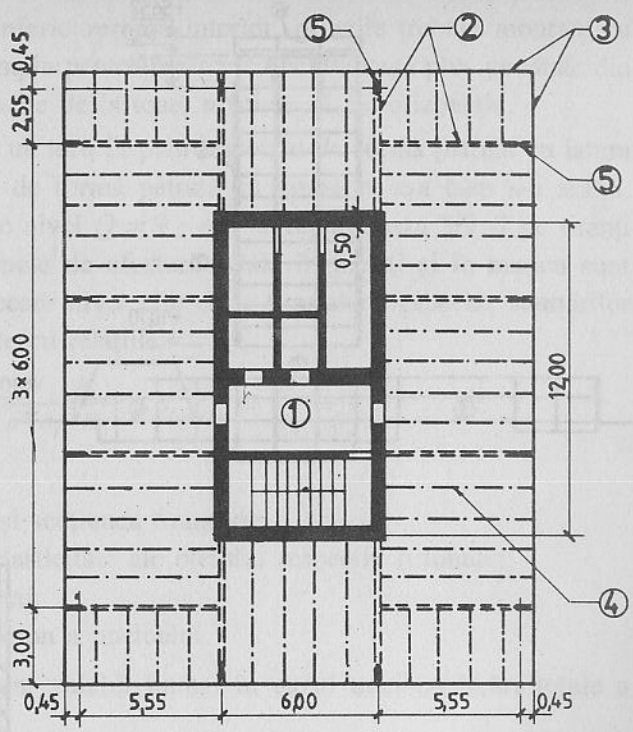


Fig. 5.27. Clădirea pentru birouri „Knigts of Columbus" – SUA

Fig. 5.28. Clădirea „Povazska Bystrica" – secțiune orizontală



În nucleul central sunt amplasate 6 ascensoare, iar în interiorul celor patru turnuri sunt amplasate scările de siguranță, grupuri sanitare, instalații etc. Forțele orizontale din acțiunea vântului și seism sunt preluate de cele patru turnuri și nucleul central, repartizarea pe aceste elemente verticale făcându-se proporțional cu rigiditățile lor la încovoiere.

Din varianta de alcătuire c sunt prezentate două exemple. O primă clădire relativ scundă cu înălțimea de 54,0 m cu 16 etaje dintre care 13 sunt suspendate este construită în Povazska Bystrica (Slovacia) [5.13]. Nucleul central are dimensiunile 6 × 12,0. În figura 5.28 este arătată poziția celor 12 tiranți și distribuția grinzilor planșeelor. Grosimea pereților din beton-armat ai nucleului este de 50 cm. În vârful nucleului este montat un cadru metalic, puternic ancorat în pereții nucleului, cu câte două console metalice pe fiecare latură. Pe consolele de pe laturile mai mari ale nucleului sunt prinși câte doi tiranți. Pe laturile mai mici de fiecare consolă este prins un tirant. În figura 5.29 este prezentată o secțiune verticală prin clădire.

La acest tip de clădiri o problemă importantă se referă la contrasăgețile cu care trebuie montate grinzile planșeului în secțiunile lor de prindere de tiranți. Deoarece eforturile de întindere în tiranți scad spre baza turnului, iar eforturile de compresiune în nucleu cresc spre bază, deformațiile lor se produc în aceeași măsură și pentru a evita înclinarea planșeelor de la nivelele superioare spre

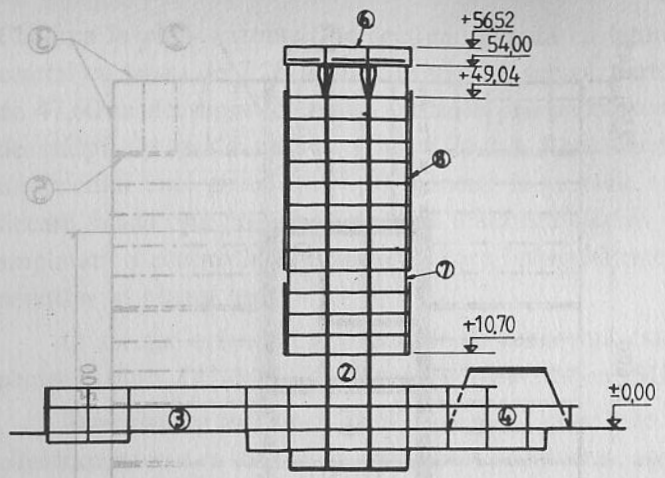


Fig. 5.29. Clădirea „Povazska Bystrica" – secțiune verticală

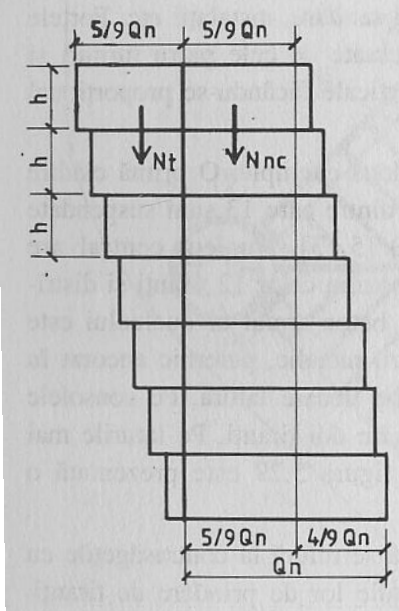


Fig. 5.30. Distribuția forțelor pe tiranți și nucleu

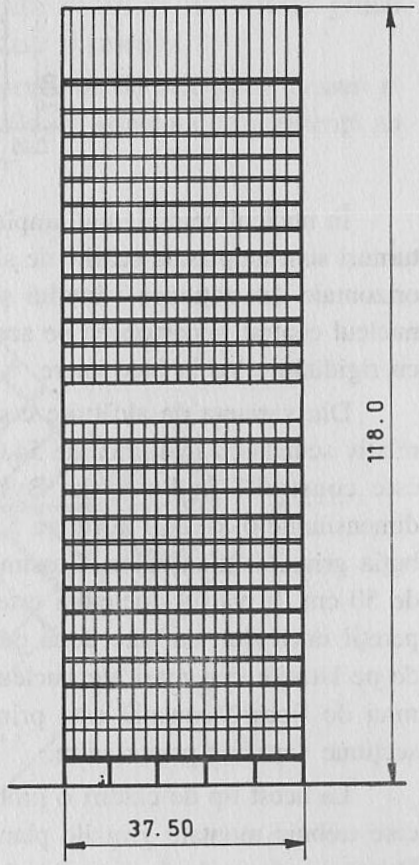


Fig. 5.31. Clădire birouri la Londra

exterior, iar de la nivelele inferioare spre interior, grinzile trebuie montate cu contrasăgeți, astfel ca de exemplu pentru încărcarea permanentă plus jumătate din valoarea încărcării utile, grinzile de la toate nivelele să fie orizontale.

Dacă luăm ca exemplu un turn în plan orizontal de formă pătrată cu latura $3\ a$ și nucleul de asemenea de formă pătrată cu latura a, așa cum s-a arătat, încărcarea totală de la fiecare nivel $Q = 9 \cdot qa^2$ se repartizează 5/9 Q pe tiranți și 4/9 Q pe nucleu. Diagramele de eforturi axiale în tiranți și în nucleu sunt arătate în figura 5.30. La fiecare nivel alungirile tiranților, respectiv scurtărilor turnului vor putea fi calculate cu relațiile:

$$\delta_{i\ tirant} = \frac{N_t \cdot h}{n \cdot A_t \cdot E_0}; \quad \delta_{i\ nucleu} = \frac{N_{nc} \cdot h}{A_{nc} \cdot E_b}$$

în care:

n, A_t – sunt numărul și secțiunea tiranților;
E_o, E_b – modulele de elasticitate ale oțelului respectiv betonului;
h – înălțimea de etaj;
A_{nc} – secțiunea de beton a nucleului.

Acest calcul este evident valabil numai în cazul unei încărcări totale a clădirii cu sarcina q.

În figura 5.31 este prezentată clădirea unei societăți de asigurare din Londra [5.14].

Clădirea are o înălțime de 118 m deasupra terenului și 27 de etaje. În secțiune orizontală are formă pătrată cu laturile 37,8 m. Nucleul executat din beton-armat, în secțiune orizontală de formă dreptunghiulară are dimensiunile de 15,24 × 22,86. În interiorul nucleului sunt amplasate zece ascensoare, două scări de siguranță, grupuri sanitare etc.

Pentru reducerea efectului alungirii tiranților și reducerea secțiunii lor s-a introdus o susținere intermediară a tiranților la nivelul etajului 14. În figura 5.32 este arătată schema statică a structurii și distribuția grinzilor planșeului. Tiranții sunt executați din benzi de oțel cu lățimea de 228 mm și grosimea de 19 mm până la 51 mm în secțiunile de prindere de sistemul de ancorare. La nivelul superior și la cel intermediar sunt amplasate cadre metalice puternice, de care sunt ancorați tiranții.

În lungul laturilor mai mari ale nucleului tiranții sunt prinși de o grindă cu inimă plină (fig. 5.33) fixată în capătul unei console formată dintr-o diagonală întinsă și ancorată de nucleu și o bară comprimată rezemată pe peretele nucleului. În lungul laturilor mai mici ale nucleului, în capătul a două console, se reazemă o grindă cu zăbrele (fig. 5.34), tiranții fiind prinși de talpa inferioară a acestei grinzi.

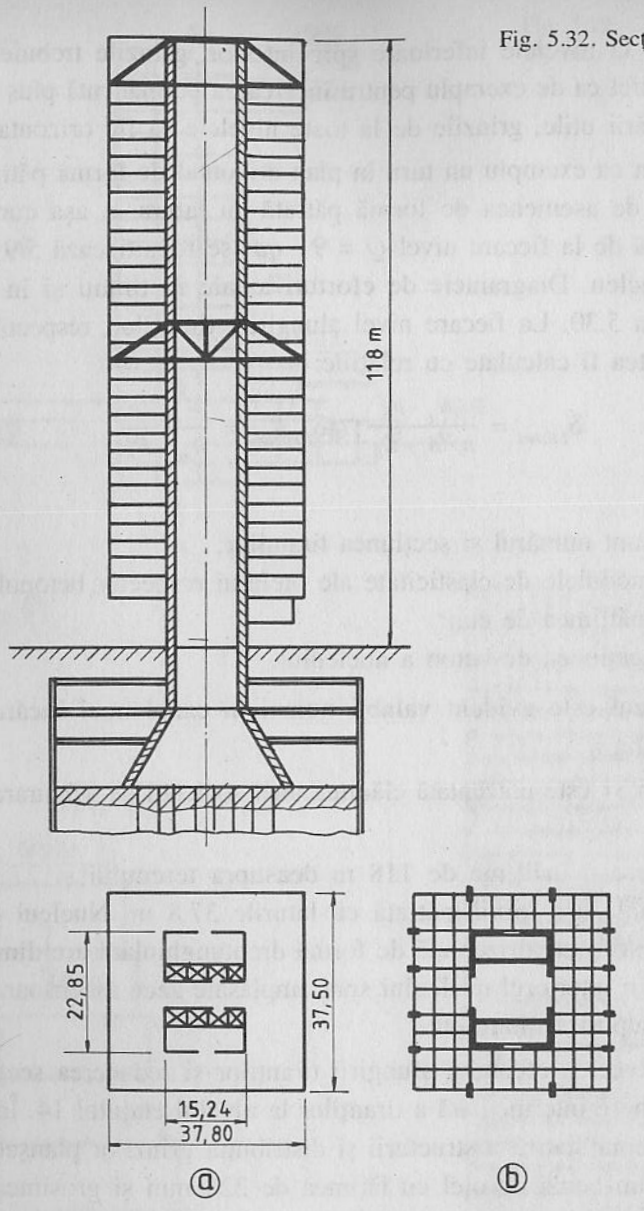


Fig. 5.32. Secțiune verticală

Soluții identice sunt aplicate și pentru nodurile de fixare intermediare ale tiranților.

Suprafața totală construită este de 51 500 m^2, iar cea utilă 25 600 m^2. Greutatea structurii metalice 2 540 tone.

Din varianta de alcătuire a structurii e este prezentată clădirea pentru birouri *Tour du Midi* din Bruxelles [5.15]. Clădirea în plan orizontal de formă pătrată cu latura de 38,5 m, are 35 etaje și o înălțime de la nivelul terenului de 149,5 m (fig. 5.35).

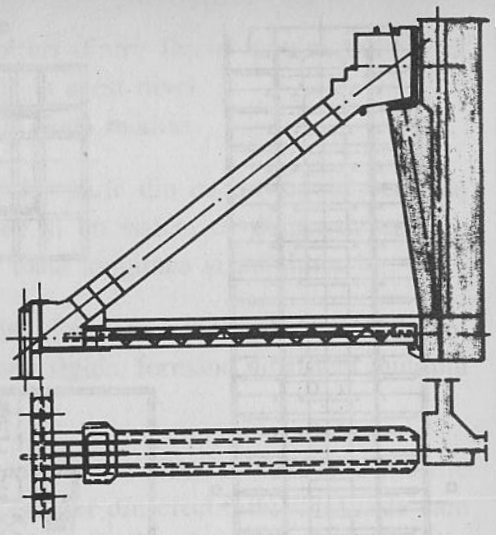


Fig. 5.33. Consola pentru fixarea tiranților la nivelul superior

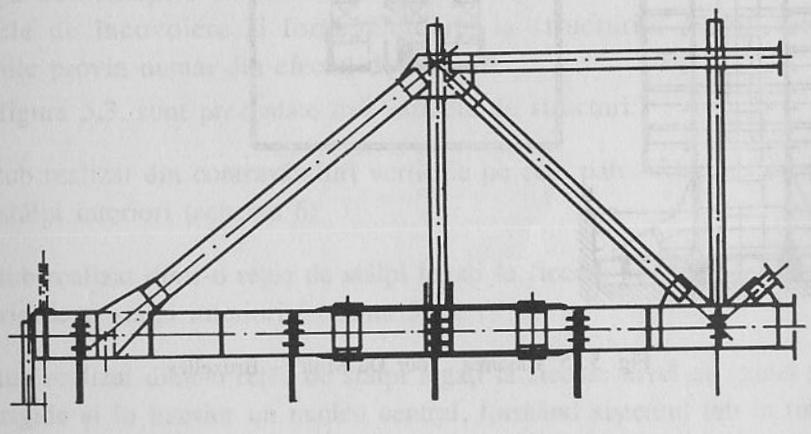


Fig. 5.34. Grinda cu zăbrele pentru fixarea tiranților la nivel intermediar

Structura de rezistență a clădirii este formată din nucleul central în colțurile căruia sunt amplasați stâlpi metalici cu secțiune chesonată 700 × 700 mm. Grinzile principale ale planșeului, câte două perechi pentru fiecare nivel sunt executate ca grinzi simple rezemate, fixate pe stâlpii de colț respectiv nucleul din beton-armat și având pe o parte și alta console de 9,40 m. Direcția acestor grinzi principale se schimbă de la etaj la etaj, astfel că se evită o intersectare a lor. Aceste grinzi principale sunt executate ca grinzi cu inimă plină cu înălțime variabilă, având o înălțime de 1235 mm în regiunea nucleului care se reduce la 480 mm la vârful consolei.

Deoarece din efectul consolelor puternic încărcate din planșee talpa inferioară a grinzilor este comprimată, pentru asigurarea stabilității din încovoiere cu torsiune, talpa inferioară este îmbrăcată în beton (sistem Preflex). Această îmbrăcare cu beton asigură și protecție antifoc a acestor importante elemente ale

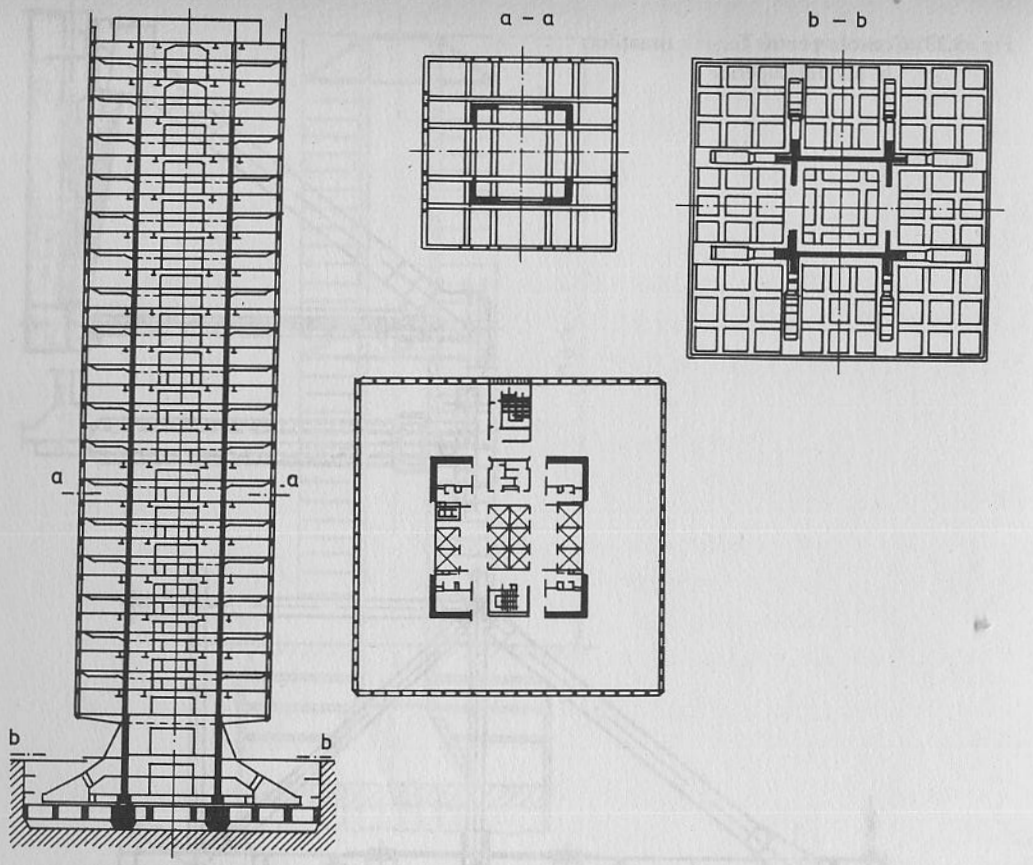


Fig. 5.35. Clădirea „Tour Du Midi" – Bruxelles

structurii de rezistență. De asemenea prin această îmbetonare a grinzilor, operație care se execută în atelier, se poate asigura și o contrasăgeată care va fi anulată de efectul încărcărilor permanente și parțial a celor utile ale planșeului.

5.8. STRUCTURI CU FORME TUBULARE

Principial structura de rezistență a clădirii este un tub în secțiune transversală pătrată sau dreptunghiulară, încastrat în fundație și care prin rigiditatea la încovoiere preia și transmite fundației efectul încărcărilor orizontale din acțiunea vântului și seism. Indeformabilitatea secțiunii transversale este asigurată prin rigiditatea foarte mare a planșeelor în plan orizontal. Efectul încărcărilor verticale, permanente și utile, este preluat parțial de elementele verticale care formează tubul precum și de stâlpi metalici situați în interiorul tubului și legați de acesta

prin grinzile planșeelor. Legăturile în colțuri dintre fețele tubului trebuie să asigure transmiterea forțelor de lunecare de la acest nivel.

Alcătuirea tubului poate fi realizată în două moduri:

a) Stâlpii verticali din pereții tubului fac parte din contravântuiri verticale formate în plus din bare orizontale și un sistem de diagonale care se extinde pe toate fețele tubului pe toată lungimea și înălțimea lor.

b) Stâlpii verticali din peretele tubului, foarte apropiați unul de altul sunt legați la fiecare nivel cu grinzi foarte rigide, formând un sistem multiplu de grinzi Vierendeel.

Spre deosebire de structurile formate din cadre la care deformațiile orizontale de nivel provin din însumarea săgeților din efectul de consolă la care se adaugă deformațiile în formă de S ale stâlpilor între două nivele din momentele de încovoiere și forța tăietoare, la structurile sistem tubular, deformațiile provin numai din efectul de consolă.

În figura 5.3. sunt prezentate trei variante de structuri:

a) tub realizat din contravântuiri verticale pe cele patru fețe ale turnului și stâlpi interiori (schema 6);

b) tub realizat dintr-o rețea de stâlpi legați la fiecare nivel cu grinzi foarte rigide și stâlpi interiori (schema 5);

c) tub realizat dintr-o rețea de stâlpi legați la fiecare nivel cu grinzi foarte rigide și în interior un nucleu central, formând sistemul tub în tub.

Toate aceste alternative de alcătuire a structurii de rezistență sunt folosite la clădirile cu multe nivele (80–100) și cu un raport $H/B \leq 6$.

Din varianta de alcătuire a este prezentată clădirea *Aluminium Company of America* din San Francisco [5.16]; proiect și statică: Skimodore, Owings & Merill (fig. 5.36). Clădirea, în plan orizontal de formă dreptunghiulară cu laturile 62,30 × 31,15 are 24 etaje și o înălțime deasupra terenului de 116 m. În fața pereților exteriori ai clădirii, pe toată lățimea și înălțimea ei este amplasată structura de rezistență formată din stâlpii principali, așezați la distanțe de 5,575 m unul de altul și un sistem de diagonale încrucișate. Între stâlpii principali la semidistanțe sunt amplasați stâlpi intermediari. Grinzile planșeelor sunt fixate atât de stâlpii principali cât și de cei intermediari. Stâlpii intermediari sunt fixați cu capătul superior de nodul de diagonale prin articulații, iar capătul inferior este montat într-un dispozitiv care permite alunecarea liberă astfel că din reacțiunile grinzilor prinse de stâlpii intermediari aceștia lucrează ca tiranți. În interior sunt

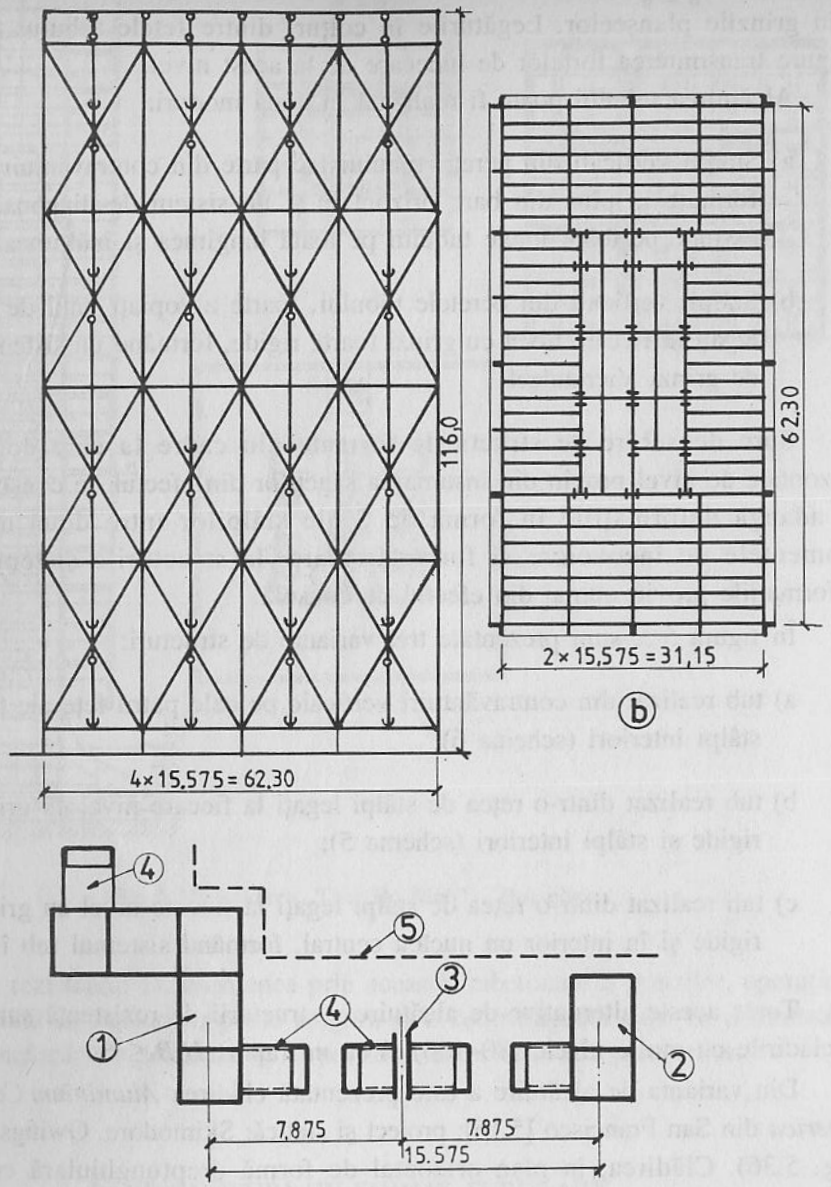
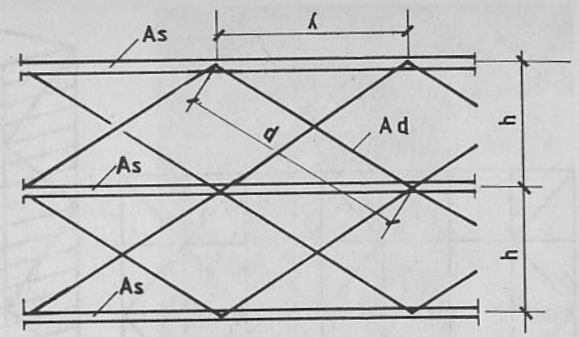


Fig. 5.36. Clădirea „Aluminium Company of America" – San-Francisco

prevăzuți stâlpi metalici și care reprezintă, pe lângă stâlpii din pereții laterali, reazeme ale grinzilor planșeelor.

În figura 5.36 c este arătată secțiunea orizontală prin contravântuirea verticală a unui perete cu stâlpul de colț, stâlpul principal intermediar și poziția diagonalelor față de stâlpi. Stâlpul de colț este alcătuit din doi stâlpi principali, așezați în planul fețelor adiacente și legați între ei, asigurând astfel o foarte bună legătură, capabilă să preia forțele de lunecare de la acest nivel.

Fig. 5.37. Înlocuirea unui perete contravântuit printr-un perete plin



Într-un calcul static foarte simplificat structura de rezistență poate să fie înlocuită cu o structură chesonată. Grosimile echivalente ale pereților chesonului, în funcție de sistemul contravântuirii și secțiunile elementelor pot fi determinate prin relații de tipul:

De exemplu pentru sistemul din figura 5.37

$$t = \frac{E}{G}\,\frac{\lambda h}{\dfrac{d^3}{4A_d} + \dfrac{\lambda^3}{12}\,\dfrac{1}{3A_s}} \tag{5.8.1}$$

iar pentru fața cu 5 stâlpi principali

$$t = \frac{E}{G}\cdot\frac{\lambda h}{\dfrac{d^3}{8A_d} + \dfrac{\lambda^3}{12}\,\dfrac{1}{5A_s}}. \tag{5.8.2}$$

Tabla cu grosimea t, care înlocuiește grinda cu zăbrele, poate să fie folosită pentru determinarea fluxului de tensiune tangențială din forfecare sau torsiune, nu însă și tensiunile normale din încovoiere sau forțe axiale.

Stâlpii interiori, legați de regulă prin pereți din beton-armat, formează o structură suplimentară capabilă să preia și ea o parte din efectul forțelor orizontale.

Toate elementele structurii, stâlpii și diagonalele sunt protejate cu un mortar care asigură protecția antifoc și sunt îmbrăcate cu tablă din aluminiu.

Pentru clădiri cu înălțime mai mică nu este necesar ca sistemul contravântuirilor exterioare să fie extinse pe toată lățimea structurii de rezistență.

În figura 5.38 este prezentată structura de rezistență a unei clădiri înalte în Southfield (Michigan SUA) [5.17]. În plan orizontal clădirea are secțiune dreptunghiulară cu dimensiunile 54 × 27 m (fig. 5.38 c) în elevație are înălțimea de 122 m și 32 etaje. Sistemul de diagonale pe laturile scurte extinse pe toată lățimea lor, iar pe cele cu lățime mai mare pe două panouri transformă de fapt

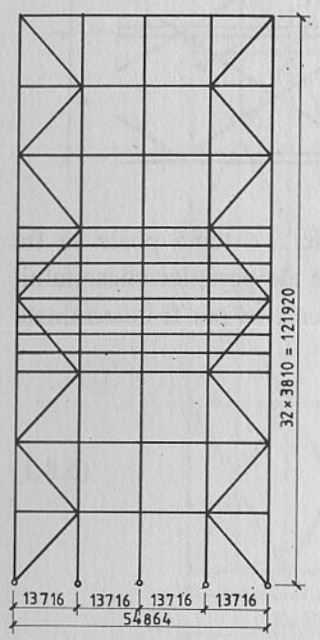
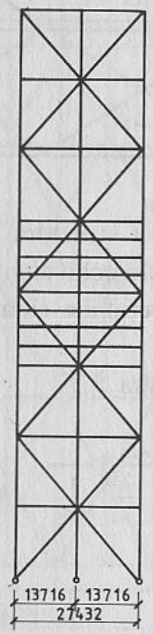


Fig. 5.38 a Clădire în Southfield – SUA – sistemul static



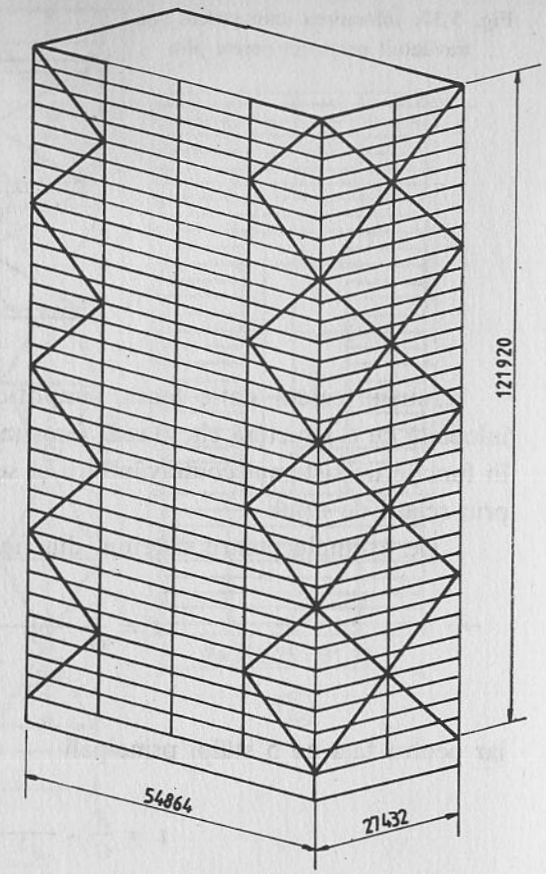
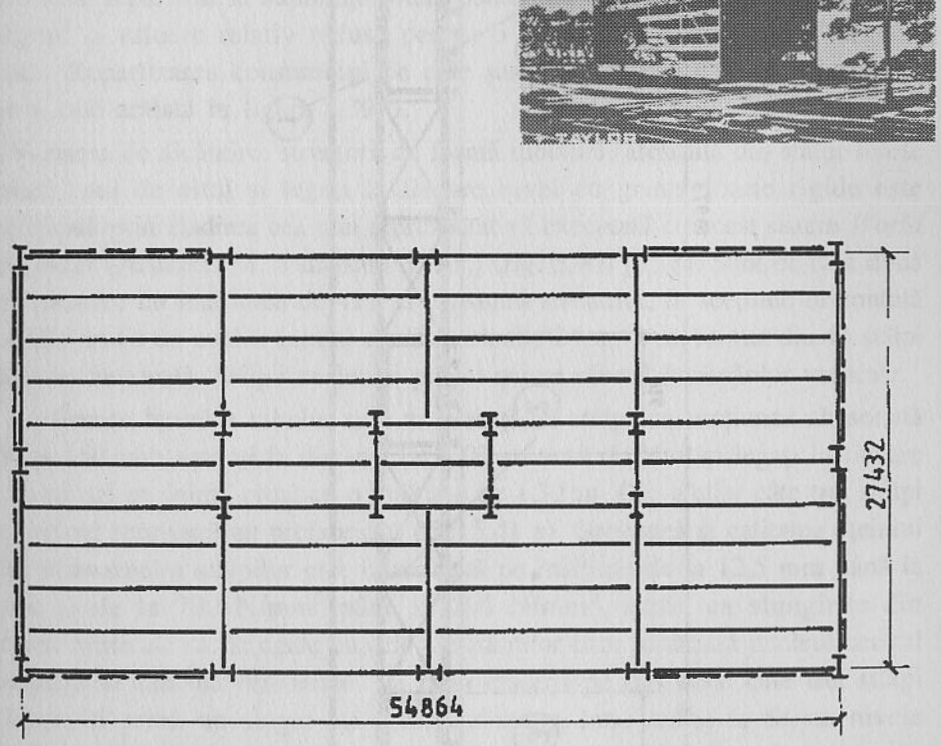


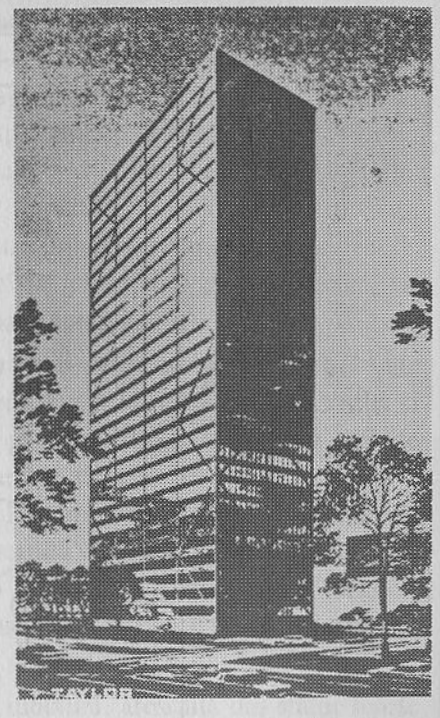
Fig. 5.38 b Vedere laterală

sistemul într-un tub parțial. În interior sunt amplasați pe două șiruri câte 4 stâlpi la distanța de 10,92 m față de stâlpii exteriori și 5,58 m între cele două șiruri interioare. Pe acești stâlpi sunt rezemate grinzile planșeelor (fig. 5.38 c).

O noutate la această construcție este modul de realizare a planșeelor. Pe grinzile principale realizate din profile laminate I cu f_y = 350 N/mm^2 sunt așezate grinzile secundare, de asemenea din profile laminate I, precum și unele cloțuri executate din laminate lăsând între ele goluri, în care vor fi introduse diferitele canale de instalații. Pe grinzile secundare și pe cloțuri este așezată o tablă cutată și dala de beton ușor. Cu dornuri sudate atât pe grinzile secundare cât și pe cloțuri se asigură conlucrarea ansamblului în care placa de beton reprezintă elementul comprimat iar secțiunea grinzii principale elementul întins (fig. 5.38 d).

Fig. 5.38 c. Plan orizontal





O clădire reprezentativă pentru sistemul tub alcătuit din patru fețe, fiecare executată ca grindă cu zăbrele, este turnul *John Hancock Center* din Chicago. Proiectul întocmit sub conducerea Dr. E.R. Kahn în cadrul aceleiași firme care a proiectat și clădirea *Aluminium Company of America*, figura 5.36. Clădirea de forma unui trunchi de piramidă (fig. 5.39) are înălțimea de 335 m, dimensiunile la baza de 84,2 × 54,1 m și la vârf 53,5 × 31,4 m.

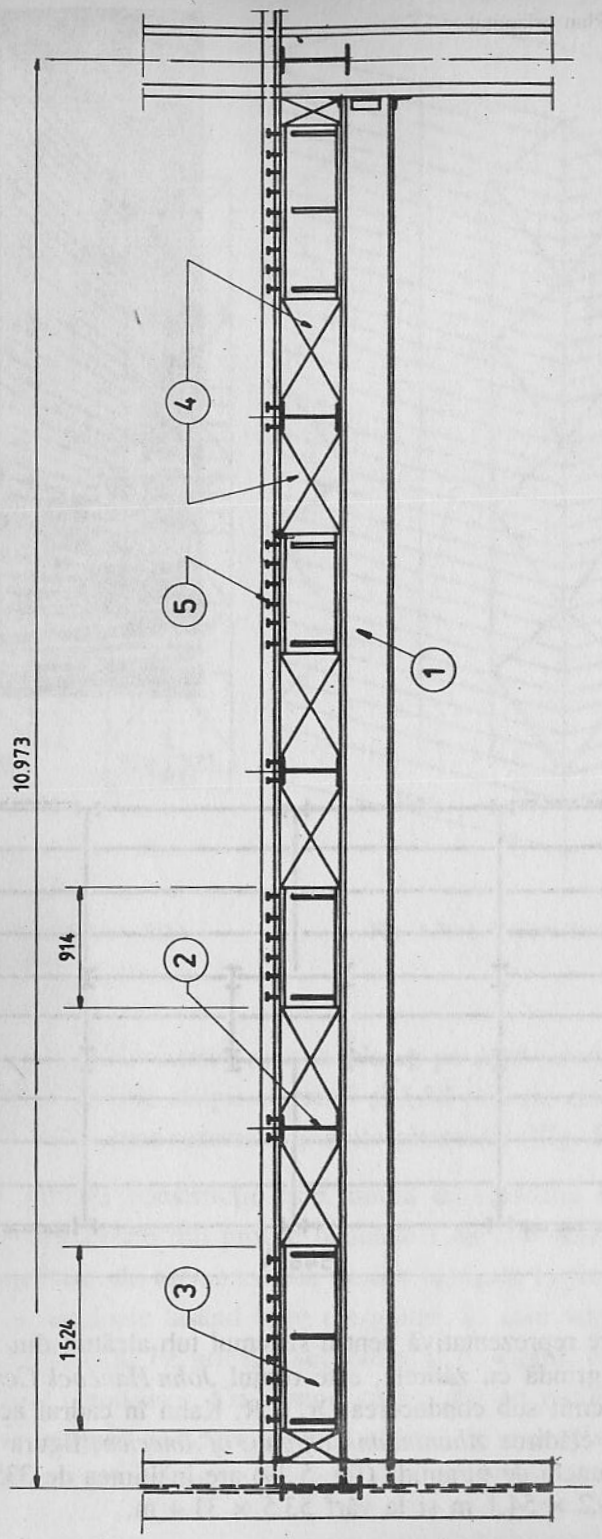


Fig. 5.38 d. Soluționarea originală a planșeului
1 – rigla, 2 – grinzi secundare, 3 – clădiri, 4 – instalații, 5 – dornuri

În cele 100 etaje ale clădirii sunt amplasate spații după cum urmează: la etajele 1–6 spații comerciale, la etajele 6–12 garaje, birouri sunt amplasate la etajele 15–16 și 18–41, iar la etajele 41–91 apartamente. Etajele 16–17, 42–43 și 97–100 sunt rezervate sectoarelor de instalații tehnice, iar la etajele 92–95 un restaurant și la etajul 96 o platformă de pe care pot fi vizionate împrejurimile. Suprafața utilă totală de 260 500 m^2 este astfel împărțită: 74 500 m^2 pentru spații comerciale și garaje și câte 93 000 m^2 pentru birouri și apartamente. În figura 5.39 a este prezentat sistemul de alcătuire al planșeului pentru birouri, iar în figura 5.39 b al planșeului din regiunea apartamentelor.

Sistemul static principal al unui segment din structura de rezistență este prezentat în figura 5.39 c. Secțiunile elementelor principale: stâlpi, rigle și diagonale, sunt realizate ca secțiuni dublu T prin sudură din table din oțel de calitatea A36. Dimensiunile maxime ale secțiunilor stâlpilor sunt h = 91,5 cm, b = 91,5 cm cu grosimea maximă a tălpilor de 15 cm. Consumul total de oțel de 42 000 tone repartizat la suprafața totală construită de 290 000 m^2, conduce la 145 kg/m^2 o valoare relativ redusă pentru o clădire cu dimensiunile turnului Hancock. Repartizarea consumului pe cele șase sectoare în care este împărțită structura este arătată în figura 5.39 d.

Varianta de alcătuire: structură de formă tubulară, alcătuită din stâlpi foarte apropiați unul de altul și legați la fiecare nivel cu grinzi foarte rigide este exemplificată prin clădirea cea mai reprezentativă executată cu acest sistem *World Trade Center* (Arhitect: M. Yamasaki & As.) (fig. 5.40) [5.18]. Sunt de fapt două turnuri identice cu înălțimea de 411 m deasupra terenului, în secțiune orizontală 63,5 × 63,5 m cu un nucleu central cu dimensiunile 24 × 42 m, format din 44 stâlpi cu secțiune chesonată. Stâlpii nucleului preiau numai efectul încărcărilor verticale.

Pe fiecare latură a tubului sunt amplasați 59 stâlpi cu secțiunea chesonată de 450 × 450 mm așezați la distanțe de 1,02 m unul de altul și legați la fiecare nivel cu grinzi cu inimă plină cu o înălțime de 1,32 m. Din atelier câte trei stâlpi pe trei nivele formează un prefabricat. (fig. 5.41 a). Grosimea și calitatea oțelului tablelor chesoanelor stâlpilor este modificată pe înălțime de la 12,5 mm până la 7,5 mm și de la 700 N/mm^2 până la 295 N/mm^2, astfel ca alungirile din încărcările verticale să fie egale cu cele ale stâlpilor care formează nucleul central și planșeele să rămână orizontale. La baza clădirii pe trei etaje câte trei stâlpi sunt înlocuiți printr-un singur stâlp încât distanța între stâlpi la aceste nivele devine 3 × 1,02 = 3,06 m, iar secțiunea acestor stâlpi este de asemenea un cheson cu laturile de 800 × 800 mm. Din cauza distanțelor mici dintre stâlpi ferestrele au o lățime de numai 0,48 m (fig. 5.41 b).

Grinzile planșeelor rezemate pe stâlpii tubului și pe stâlpii nucleului central sunt executate ca grinzi cu zăbrele. De asemenea cu zăbrele sunt executate și grinzile intermediare (fig. 5.41 d).

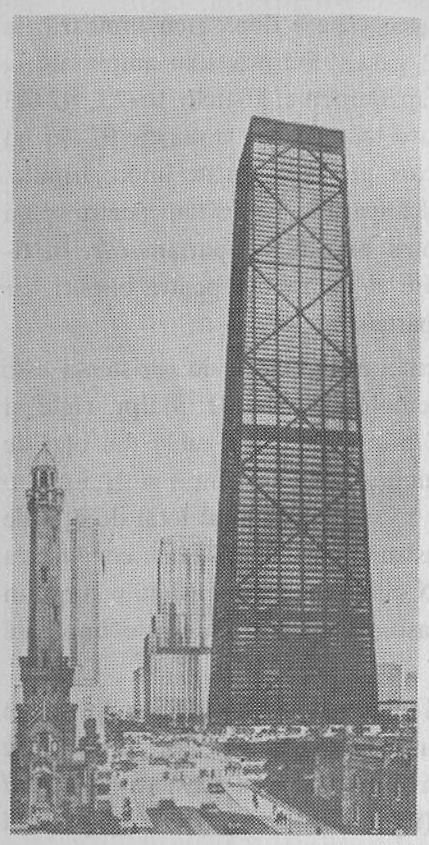


Fig. 5.39. Clădirea, „John Hancock Center" – Chicago

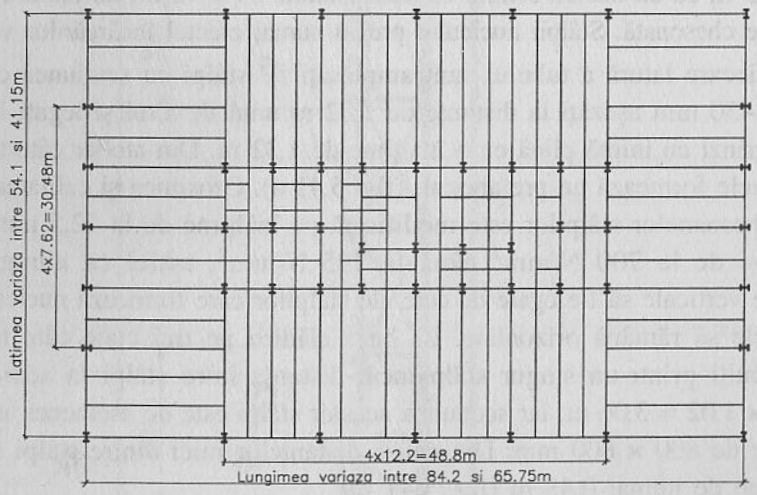


Fig. 5.39 a. Planșeul în regiunea birourilor

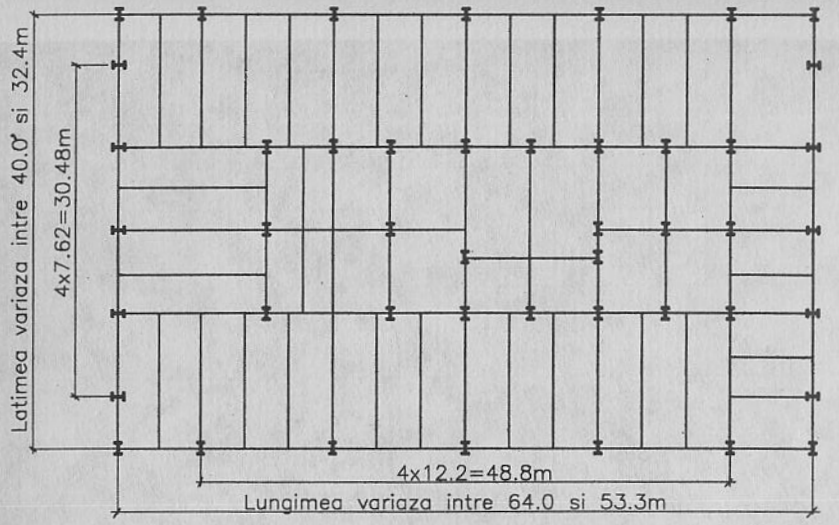


Fig. 5.39 b. Planșeul în regiunea apartamentelor

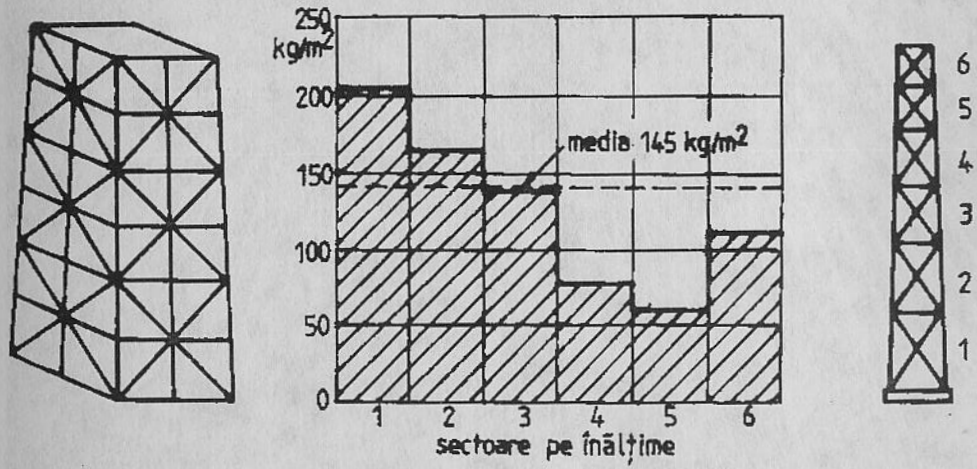


Fig. 5.39 c, d. Consumul de oțel

Planșeele sunt executate din tablă cutată peste care este așezată placa din beton ușor de 10 cm grosime. Conlucrarea grinzilor cu planșeul este realizată prin prelungirea diagonalelor prin tabla cutată în placa de beton.

Circulația pe verticală este asigurată de 104 ascensoare care sunt împărțite pe înălțime în trei zone locale. Două ascensoare merg de la parter la etajul 110, altele fac legătura între cele trei zone și câte 24 sunt în fiecare zonă locală. Cele din zonele locale funcționează în aceleași compartimente, astfel că în total în clădire sunt 54 case de ascensor toate concentrate în nucleul central.

În figura 5.41 b este arătată o secțiune prin unul din cei 4 × 59 = 236 stâlpi care împreună cu riglele de la fiecare nivel formează peretele tubului.

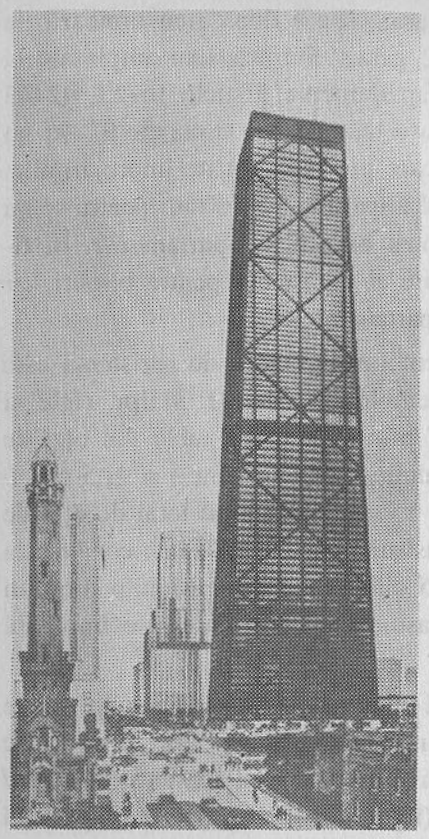


Fig. 5.39. Clădirea, „John Hancock Center" – Chicago

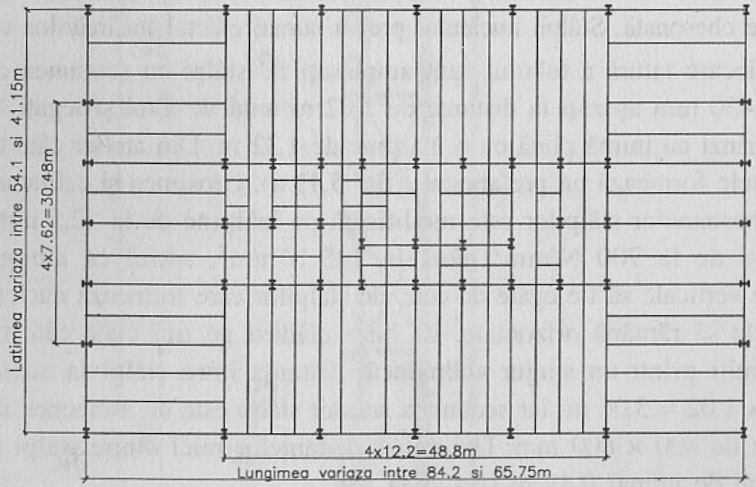


Fig. 5.39 a. Planșeul în regiunea birourilor

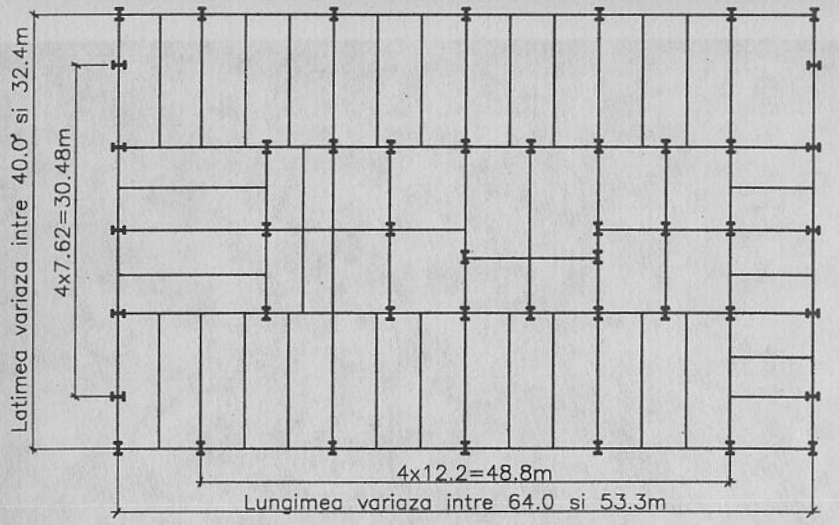


Fig. 5.39 b. Planșeul în regiunea apartamentelor

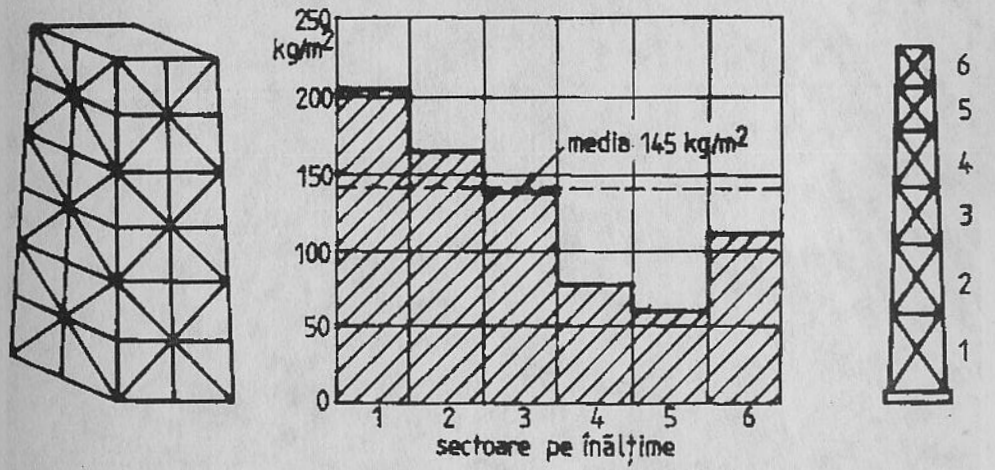


Fig. 5.39 c, d. Consumul de oțel

Planșeele sunt executate din tablă cutată peste care este așezată placa din beton ușor de 10 cm grosime. Conlucrarea grinzilor cu planșeul este realizată prin prelungirea diagonalelor prin tabla cutată în placa de beton.

Circulația pe verticală este asigurată de 104 ascensoare care sunt împărțite pe înălțime în trei zone locale. Două ascensoare merg de la parter la etajul 110, altele fac legătura între cele trei zone și câte 24 sunt în fiecare zonă locală. Cele din zonele locale funcționează în aceleași compartimente, astfel că în total în clădire sunt 54 case de ascensor toate concentrate în nucleul central.

În figura 5.41 b este arătată o secțiune prin unul din cei 4 × 59 = 236 stâlpi care împreună cu riglele de la fiecare nivel formează peretele tubului.

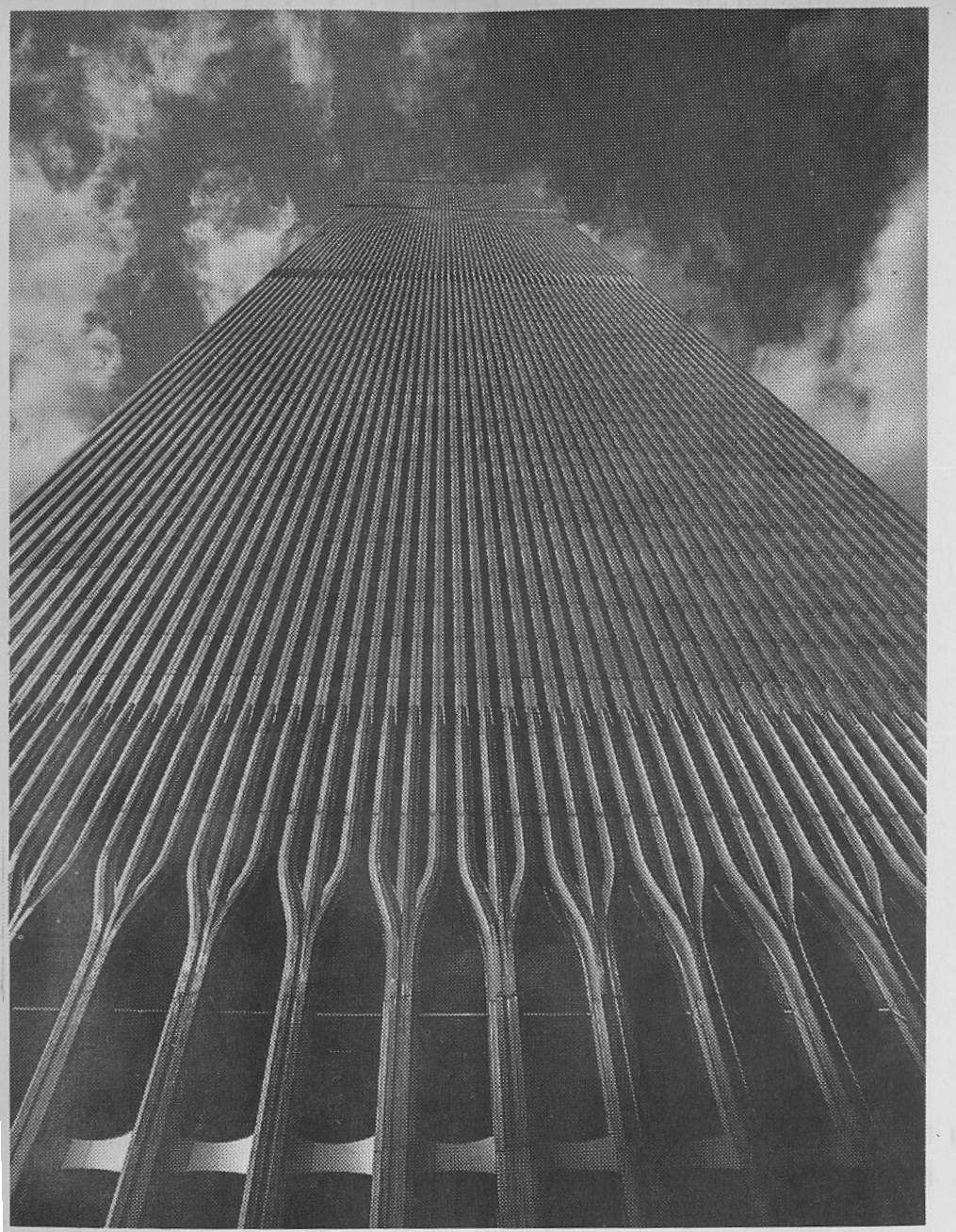
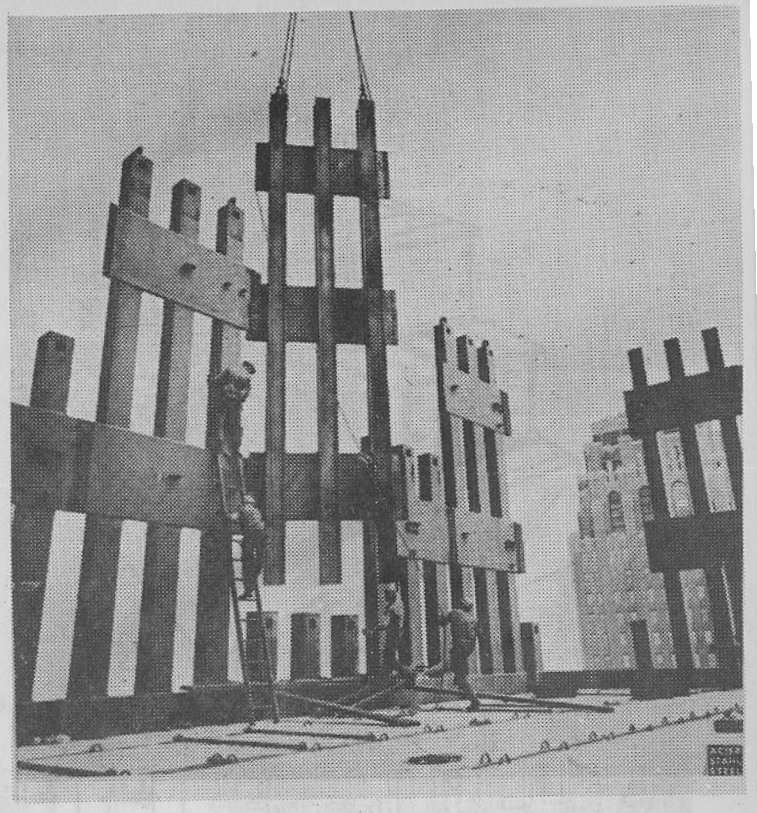


Fig. 5.40. Clădirea „World Trade Center"

Fundațiile sunt realizate din două rânduri de profile I (fig. 5.41 c) rezemate pe un soclu din beton care transmite efectul încărcărilor stâncii din granit pe care este așezată clădirea.

Fig. 5.41 a. Secțiune orizontală, sistemul stâlpilor prefabricați



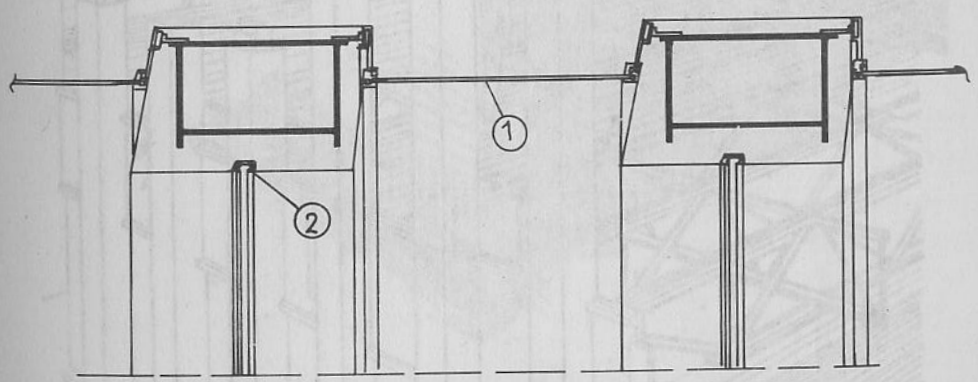
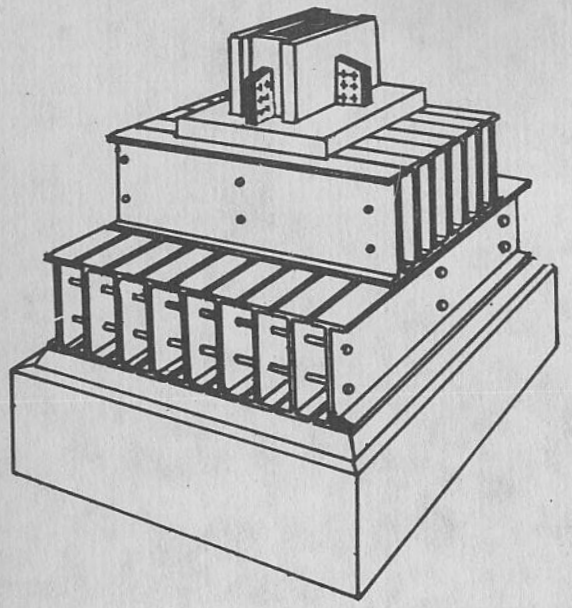


Fig. 5.41 *b* – Secțiune prin stâlpi. 1 – ferestre, 2 – șină pentru cărucioarele de acces pe înălțime,

Fig. 5.41 *c* – Fundația unui stâlp



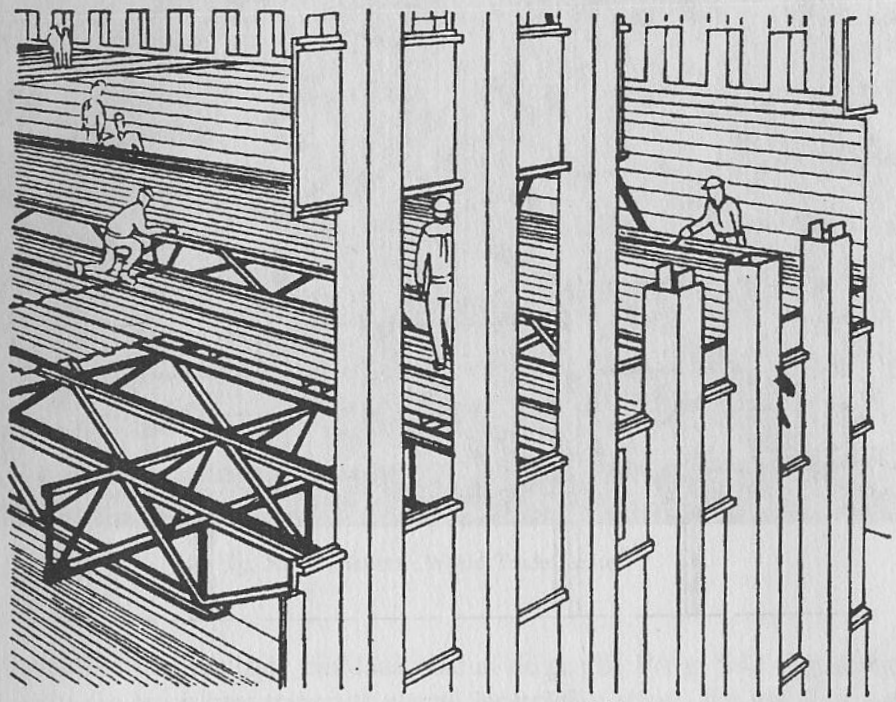


Fig. 5.41 *d* Grinzile planșeelor

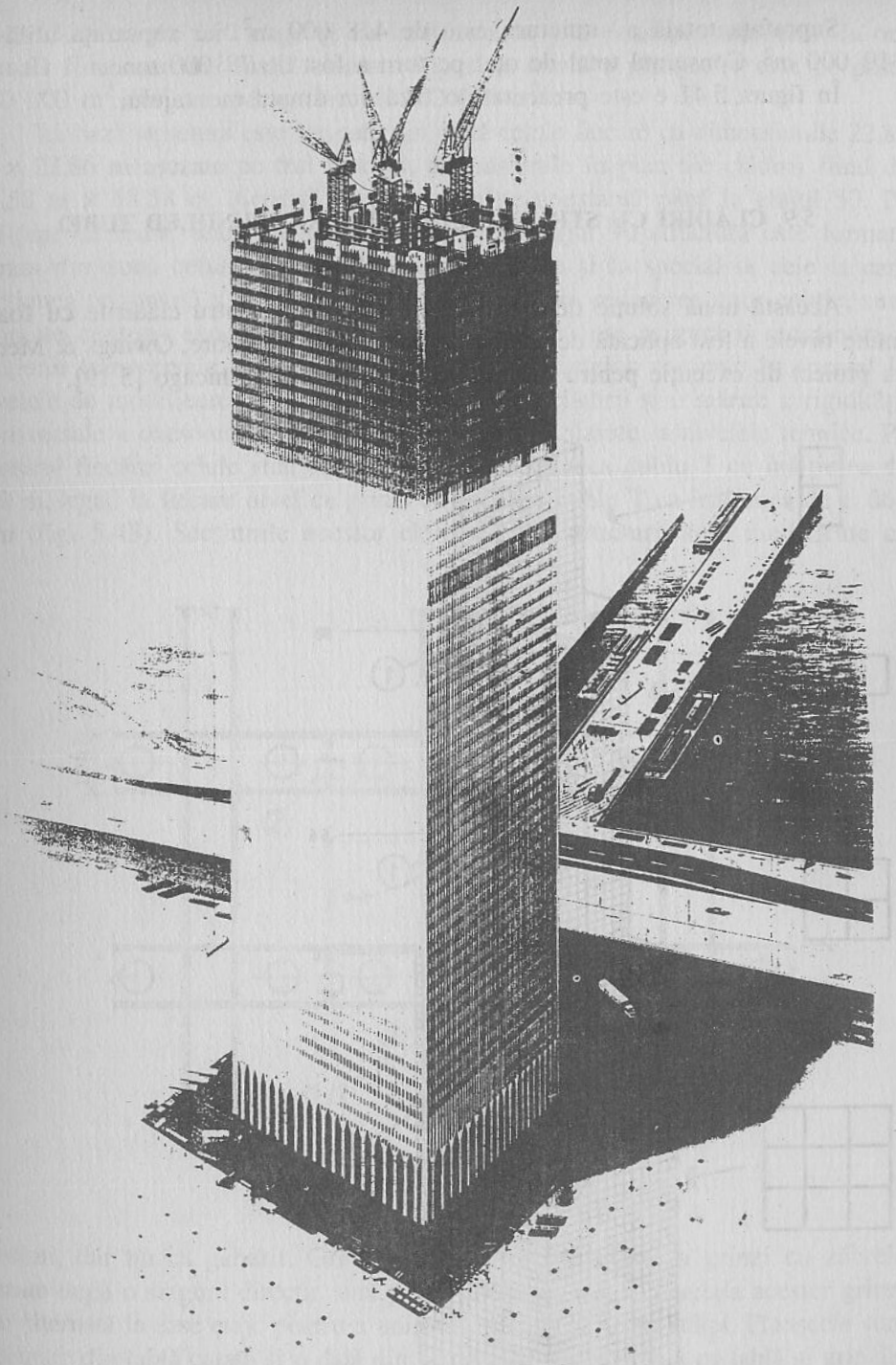


Fig. 5.41 *e* Fază de montaj

Suprafața totală a unui turn este de 418 000 m^2, iar suprafața utilă de 319 000 m^2. Consumul total de oțel pe turn a fost de 78 000 tone.

În figura 5.41 e este prezentată o fază din timpul montajului.

5.9. CLĂDIRI CU STRUCTURĂ CELULARĂ (BUNDLED TUBE)

Această nouă soluție de structură de rezistență pentru clădirile cu foarte multe nivele a fost aplicată de echipa de proiectanți Skidmore, Owings & Merill, ca proiect de execuție pentru turnul firmei SEARS din Chicago [5.19].

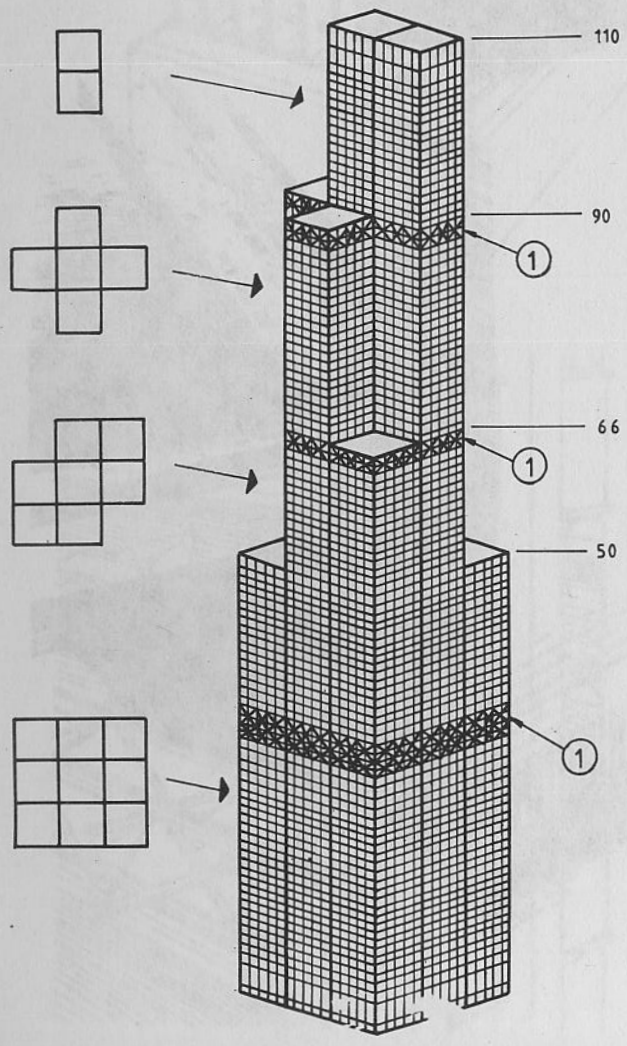


Fig. 5.42. Clădirea Sears „Chicago"

Clădirea are 110 etaje și cu înălțimea de 442 deasupra terenului, la ora actuală fiind cea mai înaltă clădire. Suprafața totală a planșeelor este de peste 400 000 m^2 din care pentru birouri 362 000 m^2.

La bază structura este formată din nouă celule fiecare cu dimensiunile 22,86 m × 22,86 m așezate pe trei rânduri, dimensiunile în plan ale clădirii fiind de 68,58 m × 68,58 m. Această secțiune rămâne constantă până la etajul 50. Pe înălțime se reduc unele celule astfel că de la etajul 90 structura este formată numai din două celule (fig. 5.42). La unele etaje și în special la cele la care secțiunea orizontală a structurii este modificată prin reducerea unor celule, sunt montate centuri, executate din grinzi cu zăbrele care asigură o menținere a secțiunii transversale, o mai bună repartizare a forțelor verticale în special la nivelele de modificare de secțiune transversală a clădirii și o mărire a rigidității transversale a chesoanelor. Aceste centuri sunt amplasate la nivelele tehnice. Pe conturul fiecărei celule sunt așezați stâlpi cu secțiunea dublu T cu înălțimea de 990 m, legați la fiecare nivel cu grinzi cu secțiune dublu T cu înălțimea de 1 067 mm (fig. 5.43). Secțiunile acestor elemente ale structurii sunt modificate ca

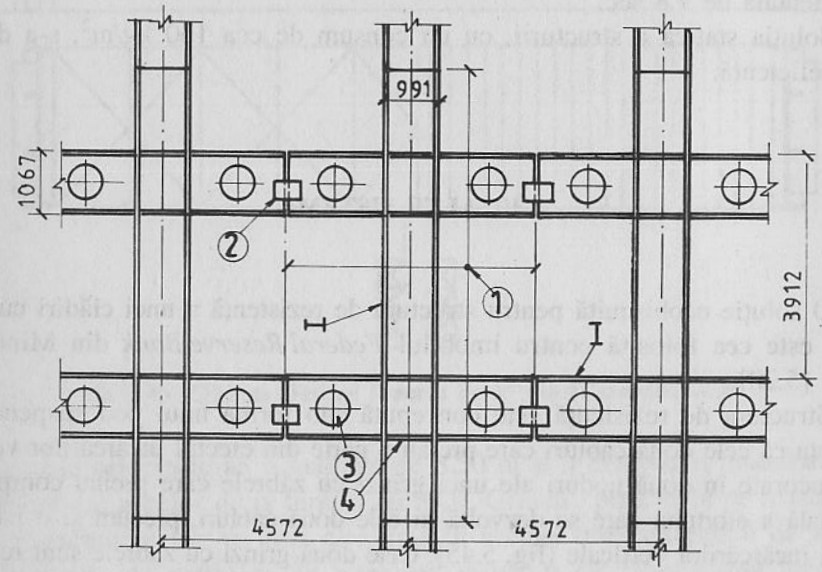


Fig. 5.43. Panou de stâlpi și rigle

grosimi, dar nu ca gabarit. Grinzile planșeelor executate ca grinzi cu zăbrele așezate după o singură direcție sunt prinse direct de stâlpi. Direcția acestor grinzi este alternată la șase etaje pentru a uniformiza încărcările pe stâlpi. Planșeele sunt executate din tablă cutată și o dală din beton ușor. Colaborarea cu tablă și grinzile de susținere este asigurată prin conectori sudați.

Diafragmele create de pereții adiacenți ai celulelor asigură o repartizare aproape uniformă a forțelor orizontale pe stâlpii din pereții exteriori (fig. 5.44).

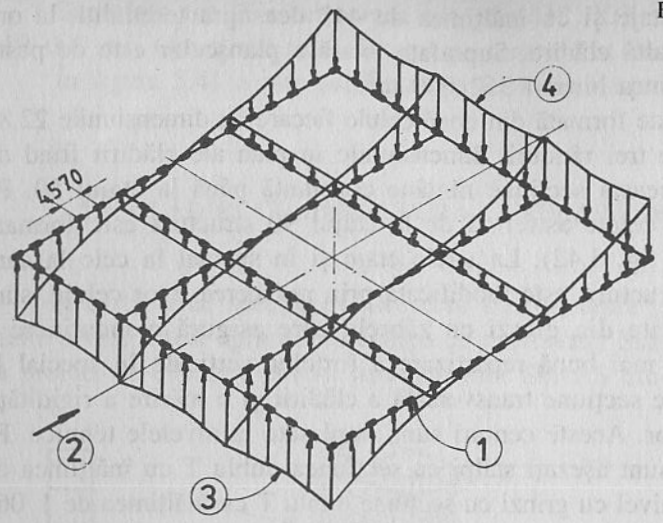


Fig. 5.44. Distribuţia eforturilor axiale din acţiunea vântului

Oscilaţiile datorate vântului sunt de ordinul 7,5 mm, iar perioada de vibraţie fundamentală de 7,8 sec.

Soluţia statică a structurii, cu un consum de cca 160 kg/m^2, s-a dovedit foarte eficientă.

5.10. ALTE SISTEME

O soluţie neobişnuită pentru structura de rezistenţă a unei clădiri cu multe nivele este cea folosită pentru imobilul *Federal Reserve Bank* din Mineapolis (SUA) [5.20].

Structura de rezistenţă este concepută sub forma unui pod suspendat, cu diferenţa că cele două cabluri care preiau o parte din efectul încărcărilor verticale sunt ancorate în două noduri ale unei grinzi cu zăbrele care preiau componenta orizontală a efortului care se dezvoltă în cele două cabluri, precum şi o parte din efectul încărcărilor verticale (fig. 5.45). Cele două grinzi cu zăbrele sunt rezemate pe două turnuri executate din beton-armat. Efectul forţelor orizontale care acţionează pe faţadele laterale ale clădirii este preluat de trei contravântuiri orizontale situate la nivelul celor două tălpi, superioară şi inferioară ale grinzii cu zăbrele şi la nivelul inferior al pereţilor laterali reacţiunile lor orizontale sunt transmise celor două turnuri.

Cele două turnuri de la extremităţi au o înălţime de 61,0 m şi dimensiuni în plan 18,6 m × 7,50 m. Structura din beton-armat a fiecărui turn este de forma unui dublu T cu grosimea tălpilor de 1,20 m, şi grosimea inimii de 0,75 m. În interiorul turnului sunt amplasate ascensoare, scări de siguranţă şi grupuri sanitare.

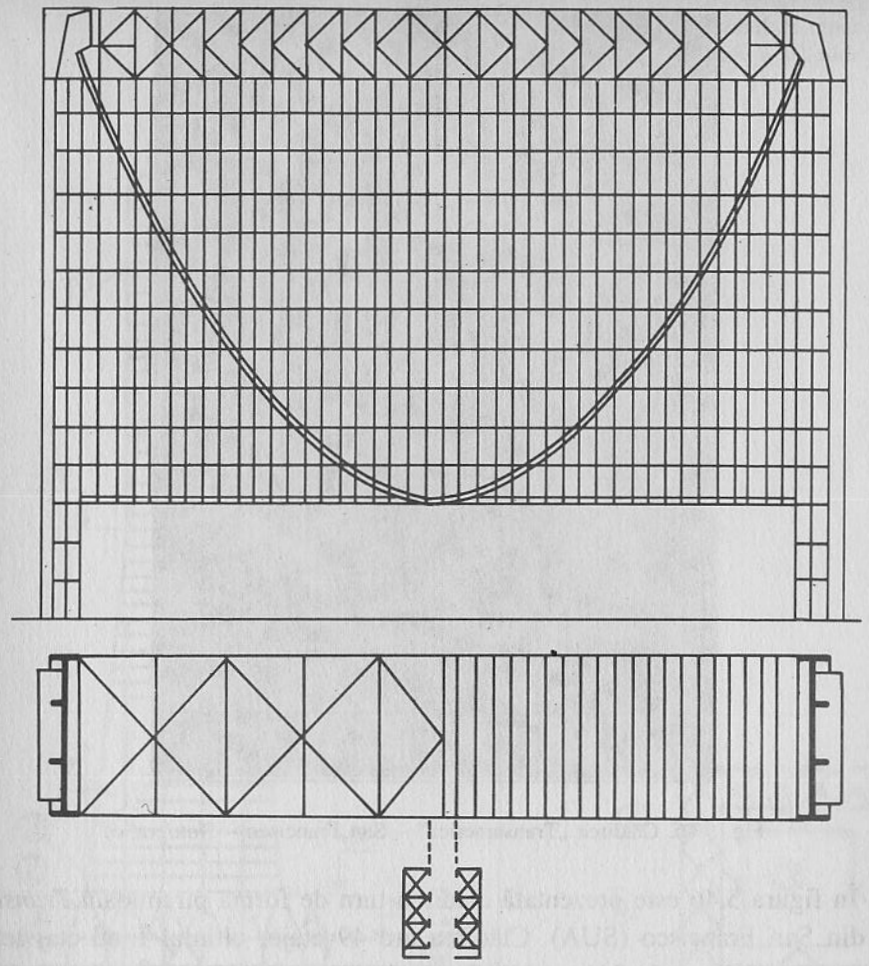


Fig. 5.45. Clădirea „Federal Reserve Bank" din Mineapolis-SUA

Grinzile principale au o înălţime de 8,50 m şi o deschidere măsurată între feţele interioare a celor două turnuri de 84,0. Grinzile principale se reazemă pe cele două turnuri printr-un nod care este în acelaşi timp un masiv de ancoraj pentru cablurile de susţinere. În interiorul grinzilor cu zăbrele sunt amplasate spaţii tehnice. Cablul de susţinere are un diametru de 10 cm este format din 108 toroane şi este montat într-o cutie formată din două profile T cu inima de 1,06 m şi talpa 0,61 m. Stâlpii fixaţi de talpa inferioară a grinzilor cu zăbrele şi nodurile arcelor sunt executaţi din profile WF de 8" × 8". Tiranţii fixaţi în nodurile arcelor şi care susţin etajele inferioare sunt executaţi din platbenzi 20,1 × 7,5 cm.

Sub clădirea care are în afara etajelor tehnice 10 nivele, fiecare cu o suprafaţă de 2000 m^2 se află un spaţiu de circulaţie liber cu o înălţime de 16,0 m. În afara clădirii se află un al treilea turn în care este amplasată intrarea principală, 6 ascensoare şi care este legat la fiecare nivel cu pasarele de clădirea principală.

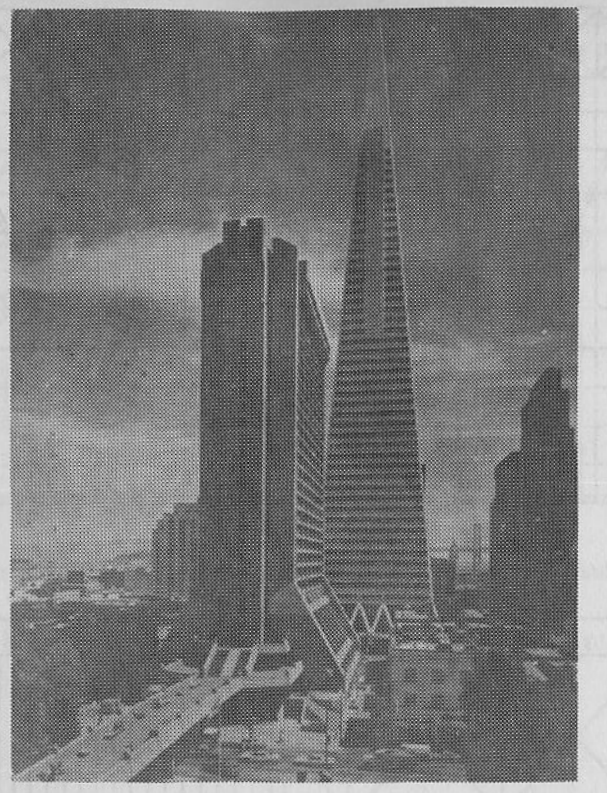


Fig. 5.46. Clădirea „Transamerica" – San Francisco – (fotografie)

În figura 5.46 este prezentată clădirea turn de formă piramidală *Transamerica* din San Francisco (SUA). Clădirea are 49 etaje, ultimul fiind etaj tehnic. Vârful piramidei este la 261 m faţă de nivelul terenului [5.21]. Înclinarea feţelor piramidei este de 1 la 16. Structura este fixată pe o grindă spaţială triunghiulară cu zăbrele, cu înălţime de 6,40 m, care formează o centură la baza clădirii şi care este rezemată pe 40 de stâlpi metalici care merg de la nivelul fundaţiei pe cele trei nivele ale subsolului şi pe înălţimea parterului (fig. 5.47). În nodurile marcate cu 1 sunt fixaţi stâlpii care formează muchiile piramidei, iar în nodurile marcate cu 2 stâlpii intermediari în feţele piramidei, care întocmai ca stâlpii interiori se opresc atunci când ajung la o distanţă mai mică de 4,50 m de perimetrul clădirii. Aşa cum este arătat în schema orizontală (fig. 5.47, b) talpa inferioară a centurii spaţiale este legată în plan orizontal şi vertical de stâlpii interiori cu patru contravântuiri în K foarte puternice. De stâlpii din faţadele clădirii şi de cei interiori, un grătar de grinzi la fiecare nivel asigură rezemarea planşeelor din beton-armat.

Pe două din feţele laterale ale piramidei, de la etajul 29 în sus sunt montate două aripi cu latura de 7,60 m în care sunt amplasate ascensoare care asigură

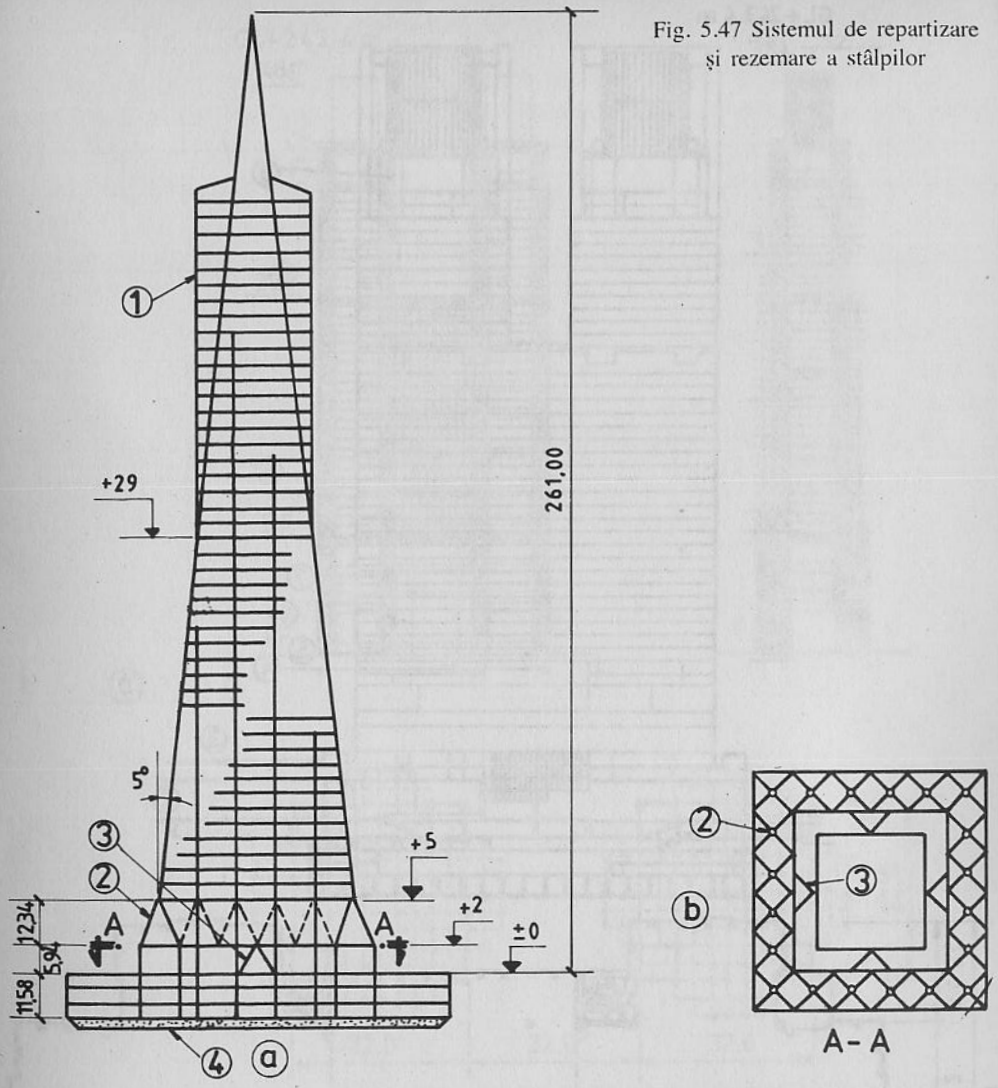


Fig. 5.47 Sistemul de repartizare şi rezemare a stâlpilor

circulaţia de la acest nivel până la etajul 49 şi scări de siguranţă. Structura este asigurată de cei patru stâlpi de colţ care împreună cu riglele orizontale de la fiecare nivel formează un sistem spaţial stabil.

Din cauza reducerii treptate a lăţimii, la nivelul etajului 48 lăţimea sistemului este de numai 13,7 m; suprafaţa utilă pentru birouri este de 40 000 m^2.

În figura 5.48 este prezentată clădirea înaltă din *Complexul Tokyo City Hall,* în plan şi elevaţie, care cu înălţimea de 243,4 m este cea mai înaltă clădire din Japonia [5.22].

În plan orizontal dimensiunile clădirii sunt: lungimea 108,8 m, lăţimea 44,8 m. Proiectul a fost întocmit de arh. Kenzo Tange în colaborare cu biroul de ingineri Muto & Pertner.

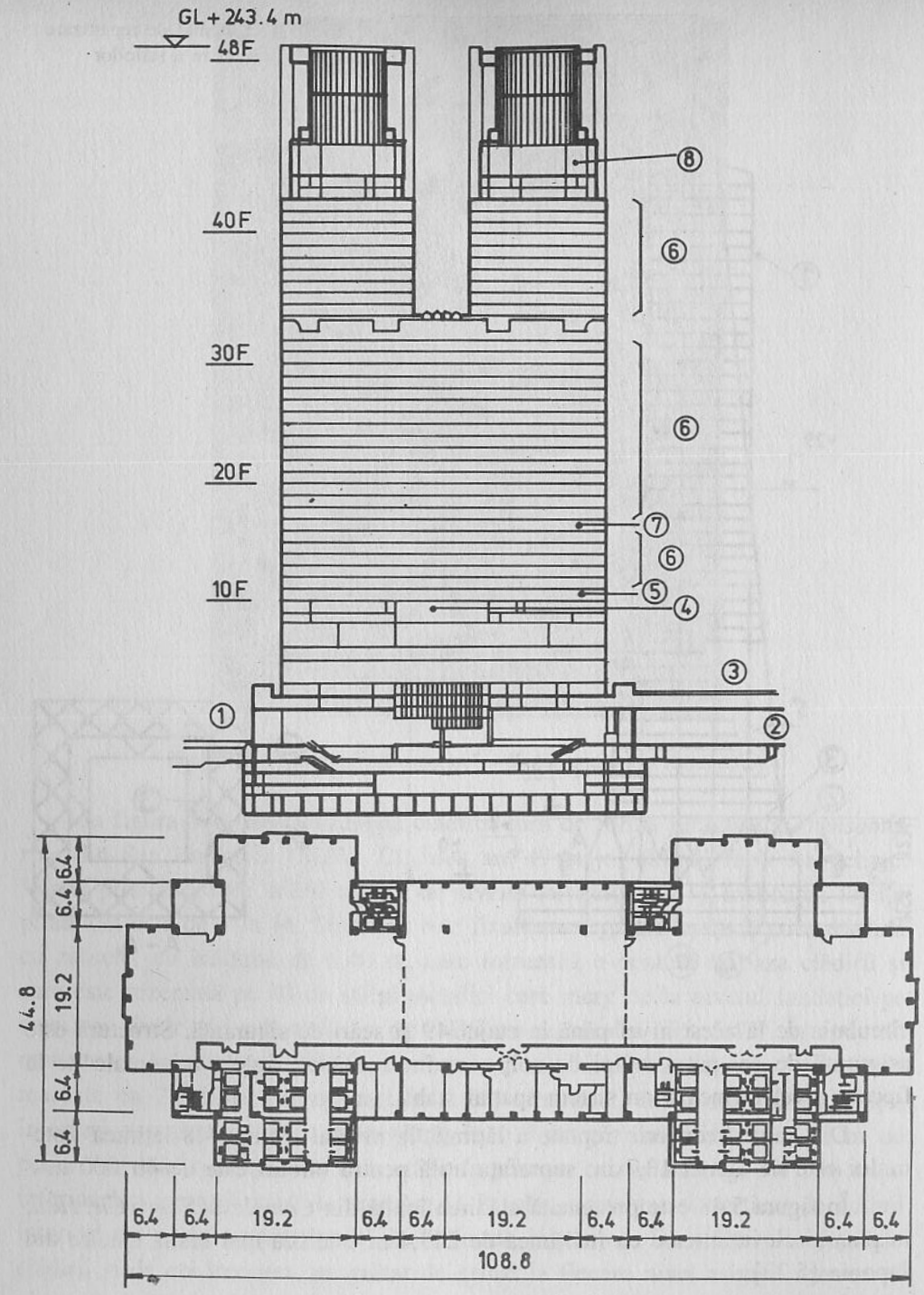


Fig. 5.48. Clădirea „New City of Tokyo" Secţiuni verticale şi orizontale:
1 – Intrare principală, 2 – Alee centrală, 3 – Sala congrese internaţionale, 4 – Centru de prevenire a accidentelor, 5 – Sala computerelor, 6 – Birouri, 7 – Administraţie, 8 – Platforma de vizitare.

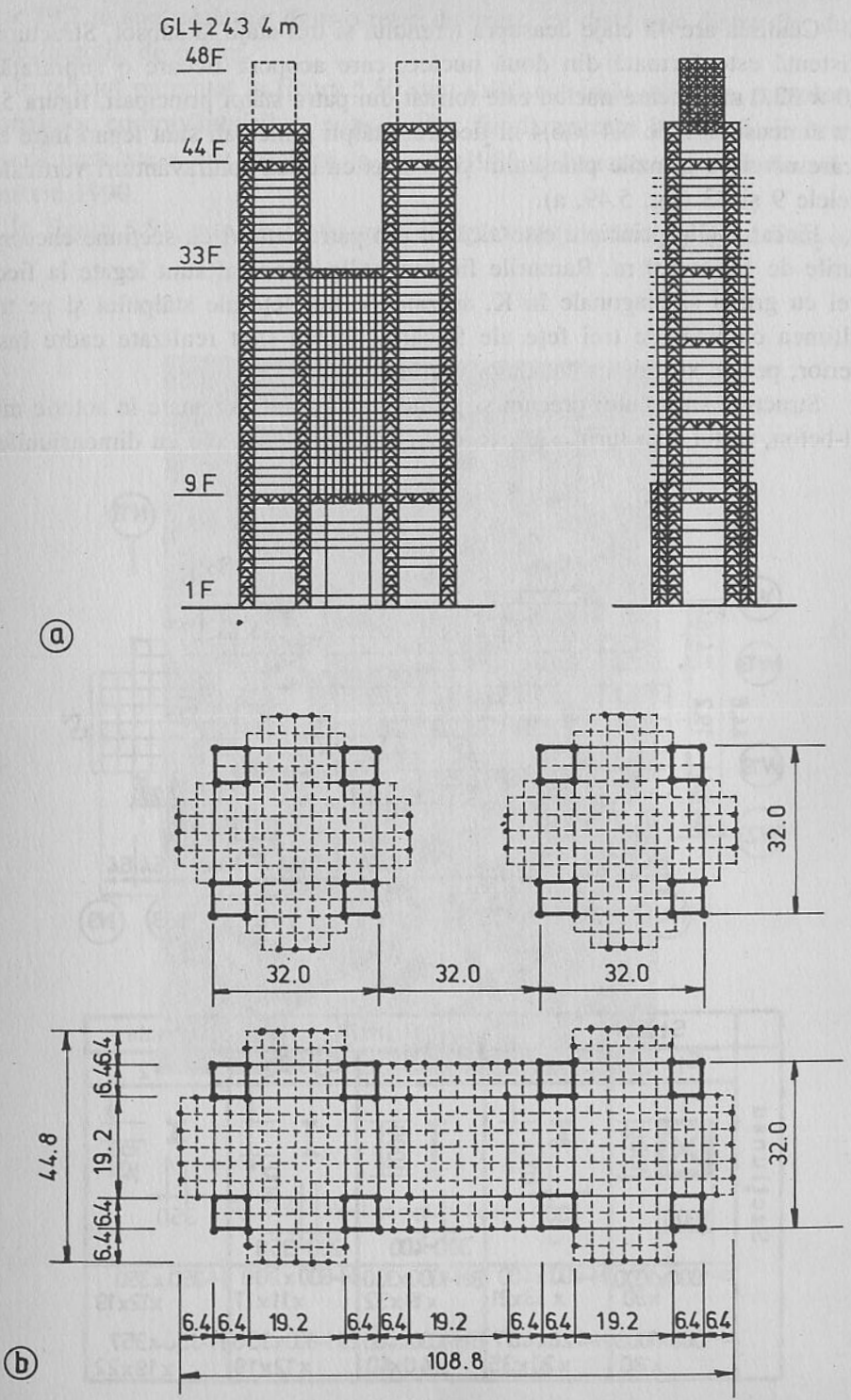
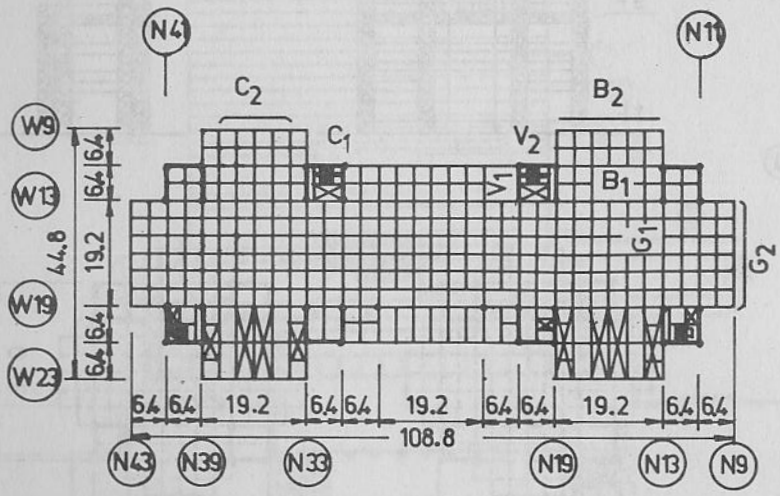


Fig. 5.49. Structura de rezistenţă, **a** – secţiune verticală, **b** – secţiune orizontală

Clădirea are 48 etaje deasupra terenului și trei etaje la subsol. Structura de rezistență este formată din două nuclee, care acoperă fiecare o suprafață de 32,0 × 32,0 m. Fiecare nucleu este format din patru stâlpi principali, figura 5.49, b cu dimensiunile de 6,4 × 6,4 m fiecare. Stâlpii principali sunt legați între ei la fiecare nivel cu grinzile planșeului și în plus cu două contravântuiri verticale la nivelele 9 și 33 (fig. 5.49, a).

Fiecare stâlp principal este alcătuit din patru ramuri cu secțiune cheson cu laturile de 1,0 × 1,0 m. Ramurile fiecărui stâlp principal sunt legate la fiecare nivel cu grinzi și diagonale în K, așezate pe trei fețe ale stâlpului și pe toată înălțimea clădirii. Pe trei fețe ale fiecărui nucleu sunt realizate cadre înspre exterior, pentru susținerea fațadelor cortina.

Structura subsolului precum și primele etaje sunt executate în soluție mixtă oțel-beton, restul structurii este executată din oțel. Planșeele cu dimensiunile de



	Stâlpi		Grinzi		Diagonale
	C_1	C_2	G_1 B_1	G_2 B_2	V_1 V_2
Secțiunea	1000 / 1000	400 / 400	1000 / 300–400	600 / 200–350	350 / 350
	□-1000x1000 x30	H-400x400 x 13x21	BH-1000x300 x19x32	H-600x200 x11x17	H-350x350 x12x19
	□-1000x1000 x80	H-428x407 x20x35	BH-1000x400 x40x40	BH-600x350 x12x19	H-350x357 x19x22

Fig. 5.50. Poziția și dimensiunile elementelor principale

19,2 × 19,2 m sunt alcătuite dintr-o rețea de grinzi cu distanțele dintre ele, după ambele direcții, de 6,4 m.

În tabelul prezentat în figura 5.50 sunt date secțiunile stâlpilor, grinzilor și diagonalelor contravântuirilor, pozițiile lor fiind reperate în figură. Execuția structurii metalice a fost începută în martie 1988 și lucrarea a fost încheiată în decembrie 1990.

În figura 5.51. este prezentat noul complex al primăriei orașului Tokyo.

Fig. 5.51. Noul complex Tokyo City.

CAPITOLUL 6

CALCULUL STRUCTURILOR LA STĂRILE LIMITĂ ULTIME

În capitolul 2 au fost prezentate condiţiile generale privind verificările la stările limită ultime ale structurilor şi ale elementelor care compun structurile de rezistenţă a clădirilor. De asemenea în capitolul 2 au fost prezentate după STAS 10108/0-78 şi EUROCODE grupările fundamentale şi grupările speciale de acţiuni, pentru calculul la stările limită ultime.

Aşa cum s-a arătat, verificarea la starea limită ultimă de rezistenţă constă în a arăta că pentru fiecare element component al structurii este satisfăcută condiţia:

$$S_d \leq R_d \tag{6.1}$$

unde:

S_d – este valoarea de calcul a solicitării în elementul verificat

R_d – este rezistenţa de calcul corespunzătoare.

La determinarea valorii de calcul a solicitării se vor lua în considerare efectul imperfecţiunilor şi dacă este cazul, valoarea efortului de calcul se va determina printr-un calcul de ordinul II.

6.1. CALCULUL SOLICITĂRILOR

Calculul solicitărilor prezentat în acest subcapitol se referă la structurile plane, formate din bare şi încărcate în planul lor. Structurile spaţiale pot fi calculate prin descompunerea lor în sisteme plane încărcate fiecare în planul lor cu condiţia ca interacţiunile dintre substructuri să fie corect modelate.

6.1.1. METODE PENTRU DETERMINAREA SOLICITĂRILOR

În cazul sistemelor static determinate calculul solicitărilor în elementele componente ale structurii se conduce folosind ecuaţiile de echilibru cunoscute din statica construcţiilor.

În cazul sistemelor static nedeterminate calculul solicitărilor în elementele componente ale structurii se conduce cu una din următoarele metode de analiză:

– analiza globală elastică;

– analiza globală plastică.

Analiza globală elastică poate fi aplicată în toate cazurile.

Analiza globală plastică poate fi aplicată numai cu respectarea următoarelor restricţii:

a) Oţelul pus în operă, trebuie să satisfacă cele trei condiţii suplimentare specificate în subcapitolul 3.3.

b) Secţiunile transversale ale tuturor barelor structurii, stâlpi şi rigle, trebuie să se încadreze în clasa 1.

c) Prin măsuri constructive trebuie să fie împiedicată deplasarea laterală a secţiunii în care se dezvoltă o articulaţie plastică. Această deplasare laterală trebuie asigurată la nivelul tălpii comprimate.

Solicitările pot fi determinate în general folosind una din următoarele două teorii:

a) Teoria de ordinul I – se referă la efectuarea calculelor pe structura nedeformată, cu geometria iniţială.

b) Teoria de ordinul II – la calculul solicitărilor se ia în considerare şi efectul deformaţiilor structurii produse de acţiunile încărcărilor.

Analiza globală poate să fie bazată pe un calcul de ordinul I în următoarele situaţii:

– structuri contravântuite,

– structuri rigide,

– folosirea unor metode de calcul de ordinul I care ţin cont de efectul deformaţiilor

Analiza globală de ordinul II poate fi aplicată în toate cazurile.

6.1.1.1. Analiza globală-elastică. Analiza globală elastică se bazează pe ipoteza comportamentului liniar a deformaţiilor materialului în raport cu nivelul tensiunilor. Această ipoteză este valabilă atât pentru calculul de ordinul I cât şi pentru calculul de ordinul II.

În EUROCODE 3 este permisă redistribuirea unui moment de vârf determinat printr-o analiză elastică de ordinul I cu până la 15% pe alte elemente mai puţin solicitate cu condiţiile ca:

– solicitările în structură să rămână în echilibru cu încărcările aplicate;

– secţiunile în care apar momente de vârf şi care vor fi reduse, să se încadreze în clasele 1 sau 2.

Redistribuirea unui moment de vârf de la extremitatea unei bare a structurii sau din secţiunea în care acţionează o forţă concentrată va fi posibilă numai atunci când:

$$M_{p\backslash Rd} < M_{vârf} \leq M_{p\backslash Rd/0.85} \tag{6.2}$$

Valoarea maximă a momentului care urmează să fie distribuită va fi:

$$\Delta M = M_{vârf} - M_{p\backslash Rd} \tag{6.3}$$

Dacă distribuţia momentului ΔM se efectuează în mai multe etape, verificarea respectării condiţiei de reducere cu 15% se va face între valoarea iniţială a momentului de vârf şi valoarea finală a momentului redus.

6.1.1.2. Analiza globală plastică. Analiza globală plastică poate să fie aplicată folosind una din următoarele metode:

- metode de analiză rigid-plastică,
- metode de analiză elastică-perfect plastică,
- metode de analiză elastico-plastică,

a) metoda de analiză rigid-plastică admite că deformaţiile elementelor structurii sunt neglijate şi că deformaţiile plastice sunt concentrate numai în articulaţia plastică (fig. 6.1a). În figura 6.1a este arătată articulaţia plastică produsă de momentul plastic M_{pl} şi rotirea în articulaţie θ_p, iar în figura 6.1b, este arătată articulaţia plastică produsă de acţiunea combinată a momentului plastic M_{plN} şi a forţei axiale N. În articulaţie, în afară de rotirea θ_p apare şi o deplasare Δ_p la nivelul axei barei. Deoarece deformaţiile elementelor sunt neglijate în calcul, rezultă că metoda de analiză rigid – plastică poate fi aplicată ca metodă de ordinul I;

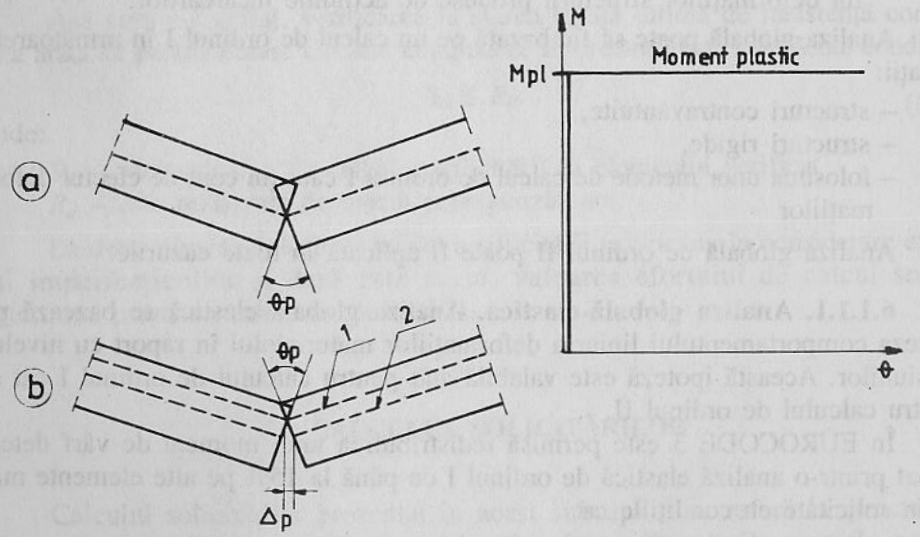


Fig. 6.1. Articulaţie plastică

b) metoda de analiză elastică – perfect plastică admite că secţiunea transversală rămâne perfect elastică (vezi diagrama din fig. 6.2) până când momentul atinge valoarea M_{pl}. Deformaţiile plastice sunt concentrate numai în articulaţiile plastice;

c) metoda de analiză elastico-plastică admite o relaţie tensiune-deformaţie biliniară (diagrama din fig. 6.3). Secţiunea transversală rămâne perfect elastică până când în fibra extremă a secţiunii celei mai solicitate este atinsă valoarea limitei de curgere f_{yo}. Dacă încărcarea continuă să crească peste acest nivel secţiunea începe să se plastifice până la plastificarea completă. Deformaţiile plastice se extind în lungul elementului aşa cum rezultă din figura 6.3.

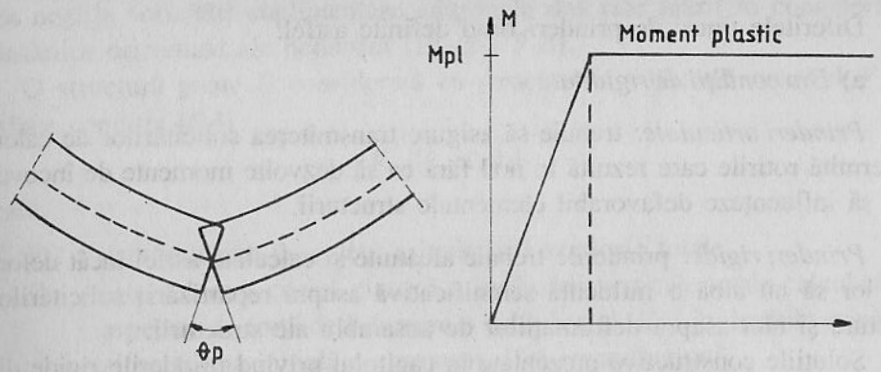


Fig. 6.2. Diagrama tensiune-deformaţie

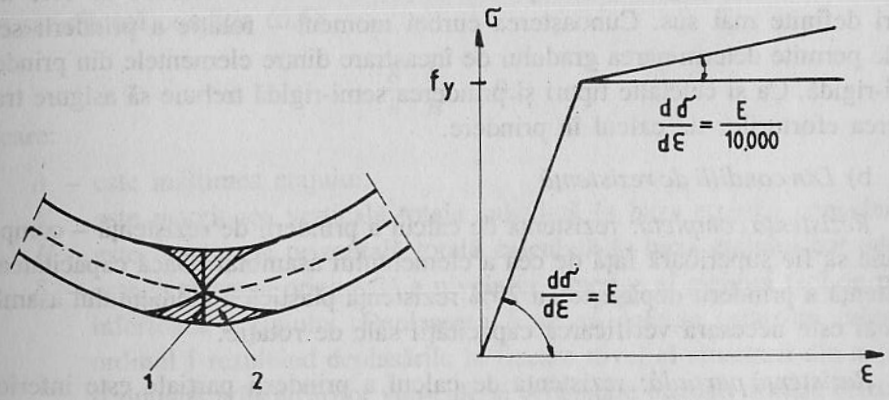


Fig. 6.3. Deformaţie-tensiune biliniară

6.1.1.3. Ipoteze de calcul. Ipotezele de calcul a structurilor trebuie să fie coerente cu metodele utilizate pentru analiza globală şi cu tipul de comportare al prinderilor dintre elementele structurii, stâlpi şi rigle.

În tabelul 6.1 sunt date pentru cele patru metode de analiză globală tipurile de prinderi care pot interveni:

Tabelul 6.1

Metoda de analiză globală	Tipul prinderii stâlp-riglă
Elastică	Articulaţie Rigidă Semirigidă
Rigid-plastică	Articulaţie Rezistenţă completă Rezistenţă parţială
Elastică-perfect-plastică Elastico-plastică	Articulaţie Rezistenţă completă-rigidă Rezistenţă completă-semirigidă Rezistenţă parţială-rigidă Rezistenţă parţială-semirigidă

Diferitele tipuri de prinderi fiind definite astfel:

a) *Din condiţii de rigiditate*

Prinderi articulate: trebuie să asigure transmiterea solicitărilor de calcul şi să permită rotirile care rezultă în nod fără ca să dezvolte momente de încovoiere care să influenţeze defavorabil elementele structurii.

Prinderi rigide: prinderile trebuie alcătuite şi calculate astfel încât deformaţiile lor să nu aibă o influenţă semnificativă asupra repartizării solicitărilor în structură şi nici asupra deformaţiilor de ansamblu ale structurii.

Soluţiile constructive prezentate în capitolul privind prinderile rigide dintre stâlpi şi rigle satisfac condiţiile de mai sus.

Prinderi semi-rigide: sunt prinderile care nu se încadrează în cele două tipuri definite mai sus. Cunoaşterea curbei moment – rotaţie a prinderii semi-rigide permite determinarea gradului de încastrare dintre elementele din prinderea semi-rigidă. Ca şi celelalte tipuri şi prinderea semi-rigidă trebuie să asigure transmiterea eforturilor de calcul în prindere.

b) *Din condiţii de rezistenţă*

Rezistenţă completă: rezistenţa de calcul a prinderii de rezistenţă – completă trebuie să fie superioară faţă de cea a elementului asamblat. Dacă capacitatea de rezistenţă a prinderii depăşeşte cu 20% rezistenţa plastică a elementului asamblat nu mai este necesară verificarea capacităţii sale de rotaţie.

Rezistenţă parţială: rezistenţa de calcul a prinderii parţiale este inferioară faţă de rezistenţa plastică a elementului asamblat, dar trebuie să fie suficientă pentru a transmite în prindere, solicitările de calcul.

6.2. TIPURI DE STRUCTURI

Alegerea metodei de analiză globală depinde de tipul structurilor, care pot fi:

- structuri simple, de tipul grinzilor cu inimă plină static determinate sau static nedeterminate, sau grinzi cu zăbrele static determinate sau static nedeterminate;
- structuri rigide, de tipul cadrelor cu noduri rigide, la calculul cărora efectul deformaţiilor poate fi neglijat;
- structuri semi-rigide, sau suple, la care efectul deformaţiilor, rotirile de noduri şi deplasările orizontale ale nodurilor, intervin în analiza globală elastică sau plastică a structurii.

O structură poate fi considerată ca structură rigidă dacă răspunsul structurii la forţe orizontale, care acţionează în planul ei, este suficient de rigid pentru a

putea neglija solicitări suplimentare adiţionale datorate luării în considerare a deplasărilor orizontale ale nodurilor (Efectul P-Δ).

O structură poate fi considerată ca structură rigidă dacă raportul V_{sd}/V_{cr} satisface condiţia (6.4)

$$V_{sd}/V_{cr} \leq 0{,}1 \tag{6.4}$$

în care:

V_{sd} – este valoarea de calcul a încărcării verticale totale,

V_{cr} – este valoarea critică elastică a încărcării verticale totale calculată sub aspectul de forţă de bifurcare a echilibrului, fără încărcările orizontale şi pe forma iniţială a structurii, fără imperfecţiuni.

Structurile plane pentru clădirile cu multe etaje, cu rigle prinse de stâlpi la fiecare nivel, pot fi tratate ca structuri rigide pentru un caz de încărcare dat, dacă este satisfăcută condiţia (6.5)

$$\frac{\delta}{h} \cdot \frac{V}{H} \leq 0{,}1 \tag{6.5}$$

în care:

h – este înălţimea etajului;

V – este reacţiunea verticală totală calculată la baza etajului considerat;

H – este reacţiunea orizontală totală calculată la baza etajului considerat;

δ – este deplasarea orizontală a nivelului superior al etajului faţă de partea inferioară a etajului. Deplasarea δ se va calcula printr-un calcul de ordinul I rezultând deplasările la fiecare nivel al structurii din acţiunea simultană a încărcărilor verticale şi orizontale inclusiv forţele orizontale echivalente datorate imperfecţiunilor (vezi 6.1.3).

În figura 6.4 sunt arătate tipurile de structuri la care această metodă de clasificare poate (6.4a) sau nu (6.4b), să fie aplicată.

În cazul structurilor suple, care nu satisfac condiţiile exprimate prin relaţiile (6.4) şi (6.5) calculul plastic poate fi aplicat numai în cazul când aceste structuri sunt contravântuite.

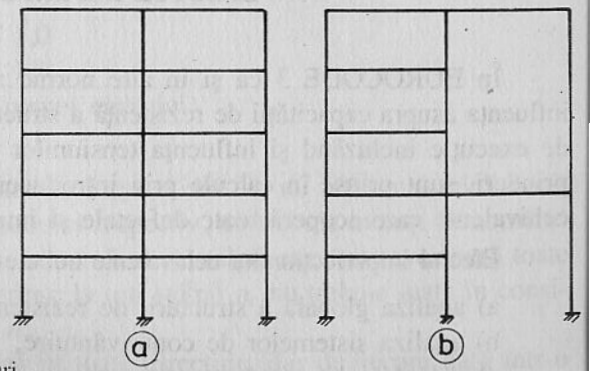


Fig. 6.4. Clasificarea tipurilor de structuri

6.3. STRUCTURI CONTRAVÂNTUITE

O structură poate fi considerată contravântuită dacă rigiditatea sa laterală este asigurată prin contravântuiri verticale sau diafragme și care prin rigiditatea lor asigură preluarea tuturor forțelor orizontale care acționează asupra clădirii după direcția planului contravântuirilor și transmite efectul lor asupra fundațiilor.

O structură metalică de rezistență poate să fie considerată contravântuită dacă sistemele de contravântuiri verticale reduc deplasările orizontale cu cel puțin 80% ale aceleași structuri necontravânuite.

Rezultă așadar:

$$\delta_a^i \leq \delta_s^i / 5 \qquad (6.6)$$

în care:

δ_a^i – este deplasarea orizontală de la nivelul i în sistemul contravântuit, din încărcarea orizontală H;

δ_s^i – este deplasarea orizontală de la același nivel i și din aceeași încărcare orizontală H în structura necontravântuită.

Dacă se notează cu $R_a = H/\delta$ rigiditatea la forțe orizontale a structurii necontravântuite relația (6.6) se poate scrie și sub forma:

$$R_a \geq 5R_s. \qquad (6.7)$$

În conformitate cu 5.2.5.3 (6) din EUROCODE 3 sistemul de contravântuiri trebuie calculat și dimensionat să reziste la:

- toate încărcările orizontale aplicate structurii după direcția planului contravântuirilor, care față de planul orizontal al clădirii pot să fie transversale sau longitudinale;
- toate încărcările orizontale și verticale aplicate direct sistemului de contravântuiri;
- efectul imperfecțiunilor inițiale (forțe orizontale) echivalente (vezi 6.4).

6.4. EFECTUL IMPERFECȚIUNILOR

În EUROCODE 3 ca și în alte norme recente (de ex. DIN 18810-1990) influența asupra capacității de rezistență a structurilor a unor imperfecțiuni inițiale de execuție incluzând și influența tensiunilor reziduale și mici excentricități în prinderi, sunt prinse în calcule prin introducerea unor imperfecțiuni geometrice echivalente care acoperă toate defectele și imperfecțiunilor arătate mai sus.

Efectul imperfecțiunilor echivalente trebuie luat în calcul în următoarele cazuri:

a) analiza globală a structurii de rezistență;
b) analiza sistemelor de contravântuire,
c) calculul elementelor.

Imperfecțiunile geometrice echivalente sunt imperfecțiuni globale ale structurii și imperfecțiunii ale fiecărui element.

Imperfecțiunile globale date în 6.5 sunt incluse în analiza globală a structurilor. Rezultatele acestei analize servesc la operațiunile de dimensionare și verificare a elementelor componente ale structurii.

Efectul imperfecțiunilor date în 6.6 este inclus în analiza sistemelor de contravântuiri. Solicitările rezultate în aceste analize servesc la dimensionarea și verificarea elementelor contravântuirilor.

Efectul imperfecțiunilor elementelor poate să fie neglijat în analiza globală a structurii cu excepția structurilor suple în cazul elementelor solicitate la compresiune, care prin legăturile lor, transmit și momente de încovoiere și care se verifică cu relația (6.8)

$$\bar{\lambda} > 0{,}5\ [A \cdot f_y / N_{sd}]^{0{,}5} \qquad (6.8)$$

în care:

N_{sd} – este valoarea de calcul a efortului de compresiune;

$\bar{\lambda}$ – este coeficientul de suplețe redus calculat pe baza unei lungimi de flambaj egală cu lungimea barei.

Deoarece efectul imperfecțiunilor unor bare puternic comprimate pot să modifice sensibil comportamentul global al structurii se recomandă să se efectueze un prim calcul fără a ține seama de influența imperfecțiunilor elementelor și să verifice dacă la aceste bare este verificată condiția (6.8).

6.5. IMPERFECȚIUNILE GLOBALE ALE STRUCTURII

În analiza globală a structurii, de efectul imperfecțiunilor inițiale se ține seama printr-o imperfecțiune echivalentă de forma unei rotiri a axei elementelor componente ale structurii, a stâlpilor.

$$\phi = K_c \cdot K_s \cdot \phi_0 \qquad (6.9)$$

în care:

$\phi_0 = 1/200$

$K_c = [0{,}5 + 1/n_c]^{0.5}$ cu $K_c \leq 1{,}0$

$K_s = [0{,}5 + 1/n_s]^{0.5}$ cu $K_s \leq 1{,}0$

n_c este numărul stâlpilor în planul cadrului

n_s este numărul etajelor

Stâlpii din planul cadrului care au forța axială N_{sd} cu 50% mai mică decât media forțelor axiale din stâlpii panoului respectiv, nu trebuie incluși în numărul n_c. De asemenea, nu trebuie incluși în numărul n_c stâlpii care nu traversează toate etajele n_s. Planșeele care nu sunt prinse la toți stâlpii n_c nu trebuie luate în considerare la determinarea numărului n_s.

Aceste imperfecțiuni se aplică în toate direcțiile, dar de fiecare dată într-o singură direcție.

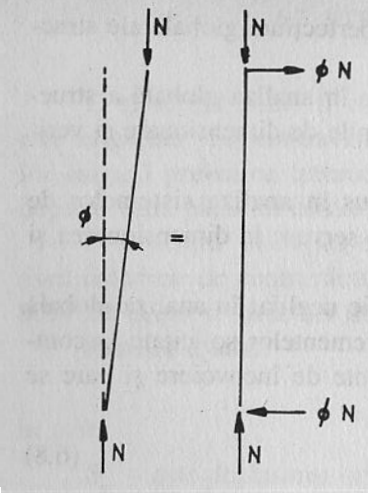


Fig. 6.5. Forţe orizontale echivalente unei imperfecţiuni iniţiale

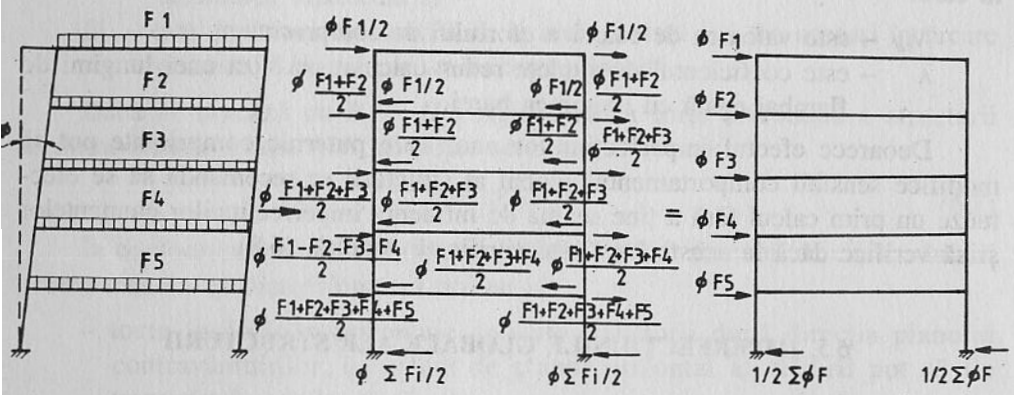


Fig. 6.6. Forţe orizontale echivalente

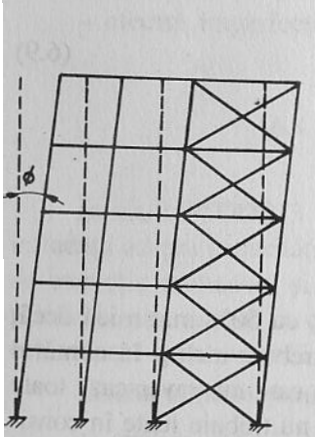


Fig. 6.7. Sisteme de deplasări la cadre contravântuite

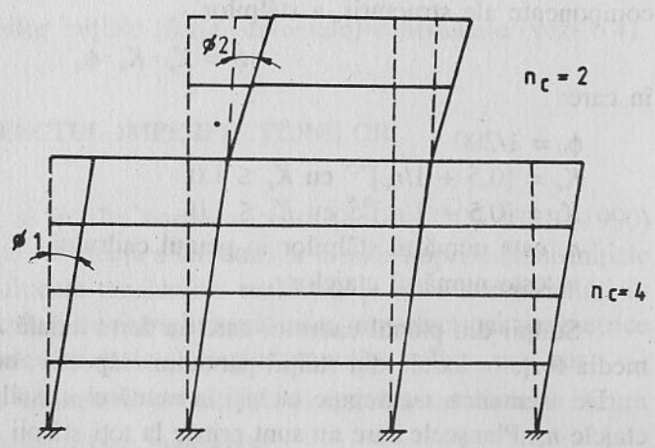


Fig. 6.8. Sisteme de deplasări la cadre rigide

Pentru simplificarea calculelor aceste imperfecţiuni globale ale structurii vor putea fi introduse printr-un sistem de forţe echivalente (fig. 6.5), la fiecare nivel al clădirii, aceste forţe fiind proporţionale cu încărcările verticale aplicate structurii la fiecare nivel (fig. 6.6).

În schemele din figurile 6.7 şi 6.8 este de asemenea arătat modul cum se consideră aceste imperfecţiuni globale.

6.6. IMPERFECŢIUNI LA ANALIZA SISTEMELOR DE CONTRAVÂNTUIRI

În EUROCODE 3 capitolul 5.2.4.4 sunt precizate valoric imperfecţiunile care trebuie luate în calcule la analiza sistemelor de contravântuiri, care asigură stabilitatea laterală a grinzilor şi elementelor comprimate. Aceste imperfecţiuni sunt introduse sub forma unei imperfecţiuni geometrice echivalente a elementelor a căror stabilitate este asigurată, printr-o imperfecţiune iniţială de forma unui arc cu săgeata la mijlocul lungimii L:

$$e_o = K_r \cdot L/500 \qquad (6.10)$$

în care:

L – este deschiderea sistemului de contravântuiri

$K_r = [0{,}2 + 1/n_r]^{0{,}5}$ dar cu $k_r \leq 1$

unde n_r este numărul elementelor stabilizate.

Imperfecţiunile iniţiale în formă de arc de parabolă ale elementelor stabilizate pot fi înlocuite prin forţe echivalente q, considerate uniform repartizate (fig. 6.9).

a) Pentru un element cu o contravântuire unică

$$q = \frac{N}{50\,L} \qquad \text{dacă } \delta_q \leq L/2500$$

$$q = \frac{N}{60\,L}(1 + \alpha) \qquad \text{dacă } \delta_q > L/2500$$

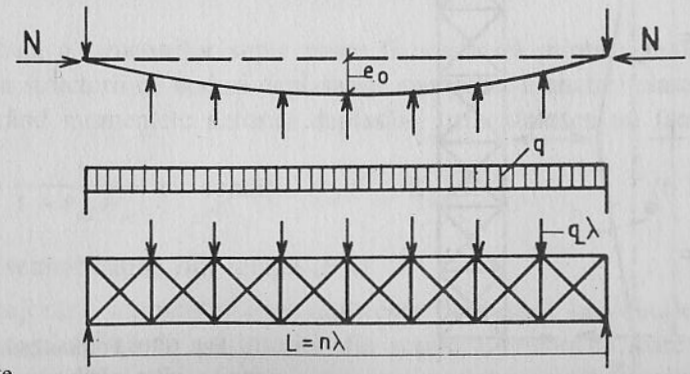


Fig. 6.9. Forţe echivalente

în care δ_q este săgeata contravântuirii în planul ei din încărcarea q plus celelalte încărcări orizontale,

$$\alpha = 500\ \delta_q / L \text{ dar cu } \alpha \geq 0{,}2.$$

Forța N este presupusă constantă pe toată lungimea L a contravântuirii.

b) pentru elemente multiple contravântuite (de exemplu mai mulți stâlpi stabilizați printr-o contravântuire):

$$q = \frac{\Sigma N}{60\,L}(K_r + 0{,}2) \text{ dacă } \delta_q \leq L/2500$$

$$q = \frac{\Sigma N}{60\,L}(K_r + \alpha) \quad \text{dacă } \delta_q > L/2500.$$

Dacă elementul stabilizat este o grindă solicitată la încovoiere, forța N se va determina din

$$N = \frac{M}{h} \tag{6.11}$$

în care:

M – este valoarea momentului la mijlocul deschiderii;
h – este înălțimea grinzii.

Dacă grinzi sau elemente comprimate au în anumite secțiuni îmbinări de continuitate trebuie verificat ca sistemul de contravântuire să fie capabil să reziste la un efort local $2\phi N = K_r N/100$ adus de fiecare element stabilizat (fig. 6.10). Este cazul, de exemplu, a stâlpilor din clădirile cu multe nivele dacă îmbinările de continuitate sunt plasate la nivelul planșeelor și forța $2N$ acționează pe contravântuirea verticală.

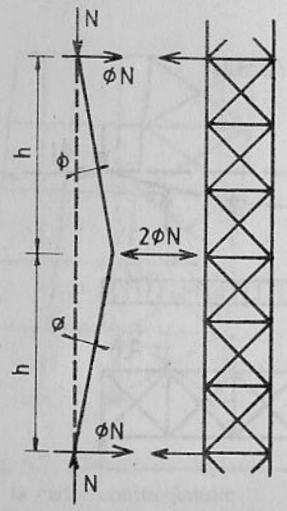


Fig. 6.10. Forța orizontală într-o îmbinare

6.7. IMPERFECȚIUNI ALE ELEMENTELOR

În general imperfecțiunile elementelor se iau în considerare în verificările de stabilitate, de exemplu la verificările de flambaj. În cazul unei analize de ordinul II se poate introduce imperfecțiunea elementului printr-o imperfecțiune în arc cu săgeata la mijloc e_{od} (fig. 6.11).

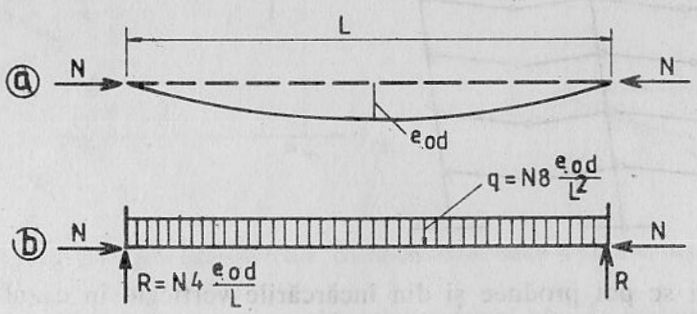


Fig. 6.11. Imperfecțiunea unui element

Pentru simplificarea calculelor, această imperfecțiune e_{od}, considerată ca o variație în arc de parabolă în lungul elementului, se poate introduce în calcule printr-o încărcare uniform repartizată

$$q = N \cdot 8 \cdot \frac{e_{od}}{L^2} \text{ și reacțiunile } R = N\,4\,\frac{e_{od}}{L} \quad \text{(fig. 6.9. b)}$$

6.8. STABILITATEA GLOBALĂ A STRUCTURILOR

Rezistența structurilor cu noduri deplasabile, față de un mod de ruină, trebuie verificată. Această rezistență este confirmată dacă se dovedește că structura este rigidă, condiție exprimată prin relația (6.5).

Trebuie de asemenea verificată rezistența structurilor cu noduri fixe față de un mod de ruină, inclusiv în cazul structurilor clasificate ca structuri suple (vezi 6.2).

Stabilitatea globală a structurilor suple poate fi verificată printr-o analiză elastică de ordinul II a structurii cu noduri deplasabile sau printr-o analiză elastică de ordinul I amplificând momentele datorită deplasării orizontale cu un factor egal cu:

$$\frac{1}{1 - V_{sd}/V_{cr}} \text{ cu condiția } V_{sd}/V_{cr} \leq 0{,}25 \tag{6.12}$$

în care V_{sd} și V_{cr} cu semnificațiile din relația (6.4)

Semnificația majorării momentelor se datorește deplasării orizontale a nivelului superior a etajului față de cel inferior din acțiunea orizontală, care se manifestă asupra structurii. Deplasări orizontale diferențiate între cele două nivele

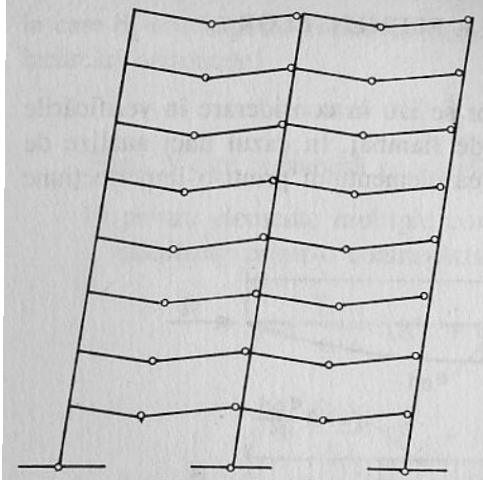


Fig. 6.12. Mecanism de deformaţie plastică

ale etajului se pot produce şi din încărcările verticale în cazul structurilor asimetrice şi a unor încărcări asimetrice.

Valoarea raportului V_{sd}/V_{cr} se poate stabili şi direct din relaţia:

$$\frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{\delta}{h}\,\frac{V}{H} \qquad (6.13)$$

în care δ, h, V şi H sunt definite în relaţia (6.5).

Stabilitatea globală a structurii poate fi verificată printr-o analiză globală plastică de ordinul II, ca metodă de calcul folosind metoda elastică-plastică (vezi 6.1.1.2).

O analiză rigid-plastică, cu luarea în considerare indirectă a efectelor de ordinul I (amplificarea momentelor conform 6.8), poate să fie folosită cu condiţia ca în stâlpi cu excepţia secţiunii de încastrare în fundaţie, să nu apară articulaţii plastice, schema de mecanism fiind cea arătată în figura 6.12.

6.9. CLASIFICAREA SECŢIUNILOR TRANSVERSALE

Una din restricţiile specificate în 6.1 privind utilizarea metodelor de analiză plastică a structurilor este ca secţiunile transversale ale barelor componente ale structurii să fie încadrate în clasa 1.

Calculul structurilor în domeniul plastic presupune ca articulaţiile plastice care apar în structură să aibă o capacitate de rotaţie suficient de mare pentru a avea loc o redistribuire a momentelor de încovoiere în secţiuni mai slab solicitate. Aceasta calitate caracterizează secţiunile din clasa 1. În diagrama experimentală din fig. 6.13 este arătată relaţia dintre momentul din secţiune şi rotirea secţiunii φ. Aşa cum se vede din diagramă în secţiunile din clasa 1 există încă o mare

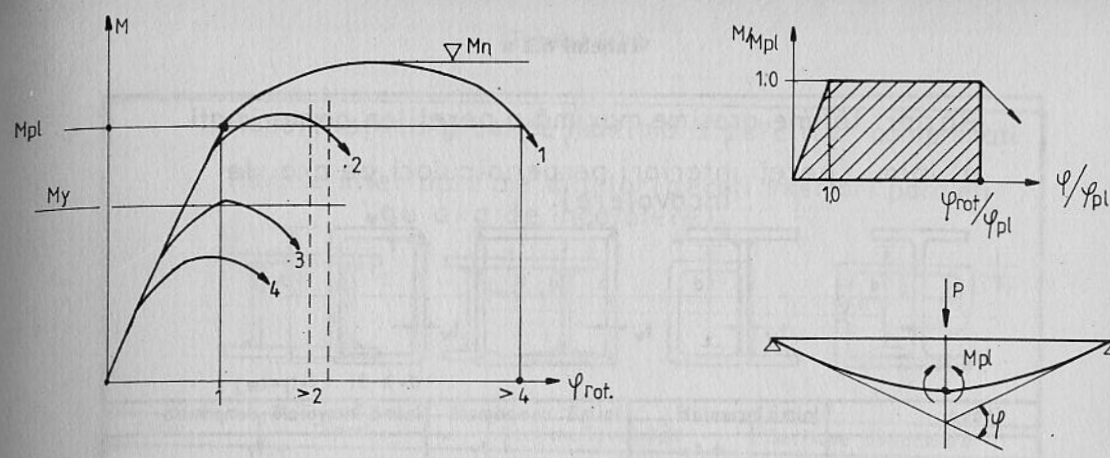


Fig. 6.13. Diagrame moment-rotire, corespunzătoare celor 4 clase de secţiuni

capacitate de rotire după ce momentul a atins valoare M_{pl}. În secţiunile din clasa 2 această rezervă de rotire, după ce în secţiune a fost atinsă valoarea M_{pl} este foarte mică încât în aceste secţiuni se poate admite apariţia unei articulaţii plastice, deci verificarea rezistenţei secţiunii se poate face în stadiul plastic, dar redistribuirea solicitărilor în alte secţiuni nu este posibilă şi deci calculul structurii în stadiul plastic nu poate fi acceptat. În secţiunile din clasa 3 valoarea maximă a momentului este M_y, adică moment de încovoiere, care produce în fibra extremă a secţiunii apariţia limitei de curgere f_y.

În secţiunile din clasa 4 valoarea momentului de încovoiere sau a efortului de compresiune sunt condiţionate de efectul de pierdere a stabilităţii locale de voalarea unor părţi componente ale secţiunii transversale. Reducerea capacităţii de rezistenţă a secţiunilor din clasa 4 poate să fie luată în considerare prin metoda lăţimilor eficace.

Încadrarea într-o anumită clasă a secţiunii transversale depinde de valoarea raportului d/t, respectiv c/t şi de condiţiile de rezemare ale peretelui respectiv. În tabelele 6.2, a, 6.2, b şi 6.2, c, sunt date valorile acestor rapoarte pentru clasele 1, 2 şi 3. Secţiunile care au pereţi, care nu corespund clasei 3 trebuie încadrate în clasa 4.

În cazul secţiunilor din clasa 3 dacă limita de curgere este atinsă mai întâi în fibra întinsă (fig. 6.14) rezervele plastice ale zonei întinse pot să fie utilizate până ce tensiunea în fibra extremă comprimată atinge valoarea limitei de curgere f_y. Aceste rezerve măresc capacitatea de rezistenţă a secţiunii, care în cadrul analizei globale elastice rămâne în clasa 3.

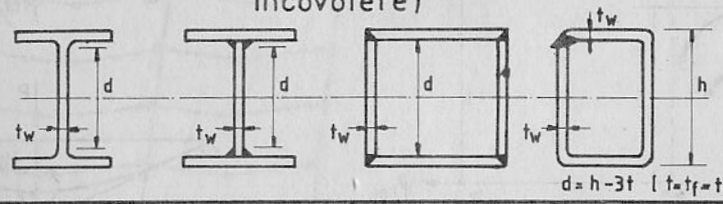
Calculul acestei secţiuni implică evident un proces iterativ pentru a determina extensiunea zonei plastificate întinse până ce este atinsă valoarea f_y în fibra extremă comprimată.

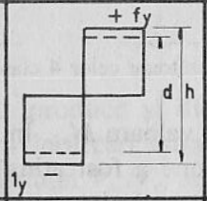
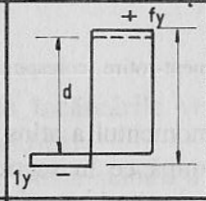
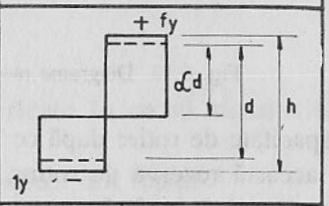
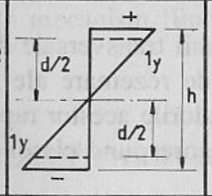
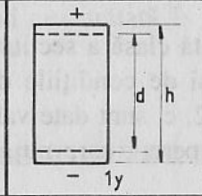
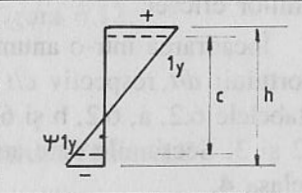
Pentru a elimina discontinuitatea care există între clasele 2 şi 3 şi având în vedere că capacitatea de rotaţie a unei secţiuni depinde de scurtările care se

Tabelul 6.2 a

Raport lățime-grosime maximă a pereților comprimați

a) Inimi (pereți interiori perpendiculari pe axa de încovoiere)



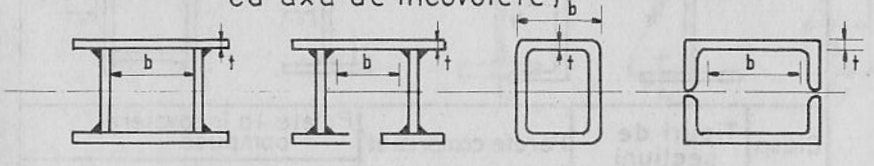
Clasa	Inimă încovoiată	Inimă comprimată	Inimă încovoiată-comprimată
Distribuția de tensiuni în perete. (compresiune pozitivă)			
1	$d/t_w \leq 72\,\varepsilon$	$d/t_w \leq 33\,\varepsilon$	Dacă $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \leq 396\,\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Dacă $\alpha < 0{,}5$: $d/t_w \leq 36\,\varepsilon/\alpha$
2	$d/t_w \leq 83\,\varepsilon$	$d/t_w \leq 38\,\varepsilon$	Dacă $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \leq 456\,\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Dacă $\alpha < 0{,}5$: $d/t_w \leq 41.5\,\varepsilon/\alpha$
Distribuția de tensiuni în perete. (compresiune pozitivă)			
3	$d/t_w \leq 124\,\varepsilon$	$d/t_w \leq 42\,\varepsilon$	Dacă: $\Psi > -1$: $d/t_w \leq 42\,\varepsilon/(0{,}67 + 0{,}33\,\Psi)$ Dacă: $\Psi \leq -1$ $d/t_w \leq 62\,\varepsilon(1-\Psi)\sqrt{(-\Psi)}$

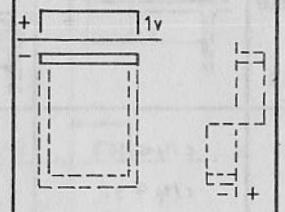
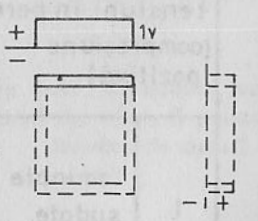
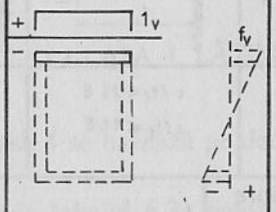
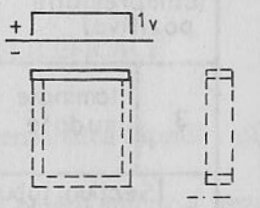
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355
		1	0,92	0,81

Tabelul 6.2 b

Raport lățime-grosime maximă a pereților comprimați

Părțile interioare ale tălpilor (pereți interiori paraleli cu axa de încovoiere)



Clasa	Tipuri	Secțiune încovoiată	Secțiune comprimată
Distribuția tensiunilor în perete și pe grosimea secțiunii (compresiune pozitivă)			
1	Secțiuni tubulare laminate	$(b-3t_f)t_f \leq 33\,\varepsilon$	$(b-3t_f)t_f \leq 42\,\varepsilon$
	Altele	$b/t_f \leq 33\,\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\,\varepsilon$
2	Secțiuni tubulare laminate	$(b-3t_f)t_f \leq 38\,\varepsilon$	$(b-3t_f)t_f \leq 42\,\varepsilon$
	Altele	$b/t_f \leq 38\,\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\,\varepsilon$
Distribuția de tensiuni în perete și pe înălțimea secțiunii (compresiune pozitivă)			
3	Secțiuni tubulare laminate	$(b-3t_f)t_f \leq 42\,\varepsilon$	$(b-3t_f)t_f \leq 42\,\varepsilon$
	Altele	$b/t_f \leq 42\,\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\,\varepsilon$

Tabelul 6.2 c

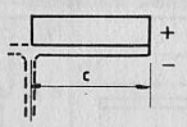
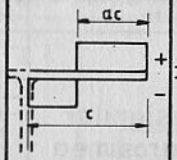
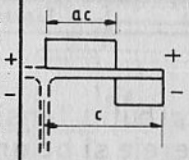
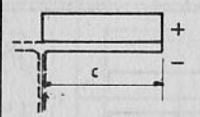
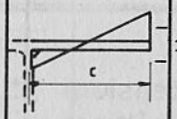
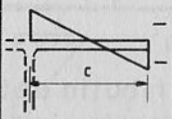
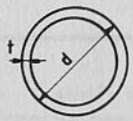
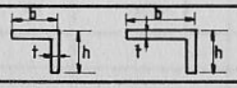
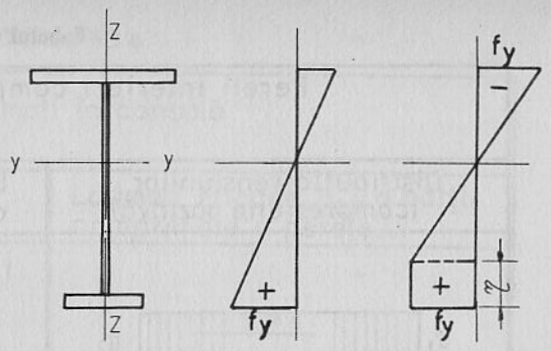
Clasa	Tipuri de secțiuni	Perete comprimat	Perete la încovoiere compusă	
Raport lățime grosime maximă a pereților comprimați Pereții tălpilor în consolă				
Distribuția de tensiuni în perete (compresiune pozitivă)				
1	laminate sudate	$c/t_f \leq 10\,\varepsilon$ $c/t_f \leq 9\,\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\,\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\,\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\,\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\,\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	laminate sudate	$c/t_f \leq 11\,\varepsilon$ $c/t_f \leq 10\,\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\,\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\,\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\,\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\,\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuția de tensiuni în perete (compresiune pozitivă)				
3	laminate sudate	$c/t_f \leq 15\,\varepsilon$ $c/t_f \leq 14\,\varepsilon$	$c/t_f \leq 23\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
1	Secțiuni tubulare circulare solicitate la compresiune sau încovoiere		$d/t \leq 50\,\varepsilon^2$	
2			$d/t \leq 70\,\varepsilon^2$	
3			$d/t \leq 90\,\varepsilon^2$	
3	Cornieră comprimată		$h/t \leq 15\,\varepsilon$; $\frac{h+b}{2t} \leq 11{,}5\,\varepsilon$	

Fig. 6.14. Rezerve de rezistență a secțiunilor din clasa 3



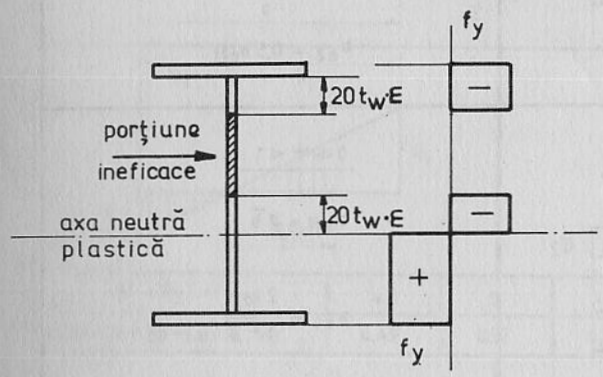


Fig. 6.15. Reducerea secțiunii inimii din clasa 3 pentru a fi încadrată în clasa 2

produc în talpa comprimată, este posibil de a considera întreaga secțiune în clasa 2, chiar și atunci când inima grinzii este în clasa 3. În acest caz trebuie ca din secțiunea inimii să fie eliminată o porțiune din zona comprimată ca o porțiune ineficace (fig. 6.15).

Înălțimea activă a inimii în zona comprimată va fi formată din porțiuni fiecare cu înălțimea $20\,t_w\cdot\varepsilon, t_w$ fiind grosimea inimii iar $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$.

6.9.1. SECȚIUNILE DIN CLASA 4, LĂȚIMILE EFICACE

Calculul secțiunilor din clasa 4 se bazează pe determinarea lățimilor eficace a pereților comprimați.

Lățimile eficace sunt date în tabelul 6.3a pentru pereții interiori, rezemați pe cele două laturi și în tabelul 6.3b pentru pereții în consolă.

Coeficientul de reducere, se obține după cum urmează:

– dacă

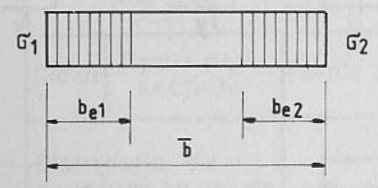
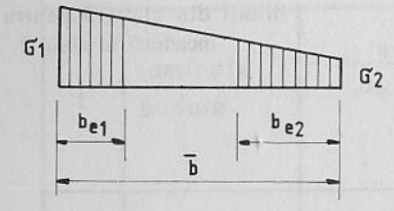
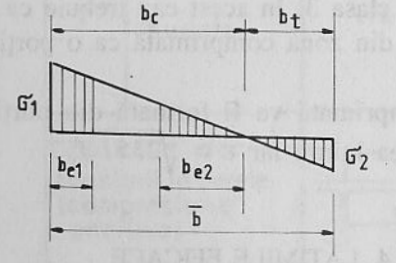
$$\bar{\lambda}_p \leq 0{,}673 \rightarrow \rho = 1 \qquad (6.14)$$

– dacă

$$\bar{\lambda}_p > 0{,}673 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0{,}22)/\bar{\lambda}_p^2 \qquad (6.15)$$

Tabelul 6.3 a

Pereti interiori comprimati

Distribuția tensiunilor (compresiune pozitivă)	Lățimea eficace b_{eff} a părții comprimate a peretelui
	$\Psi = +1$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\, b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}5\, b_{eff}$
	$0 \leq \Psi < 1$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \dfrac{2\, b_{eff}}{5 - \Psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\Psi < 0$: $b_{eff} = \rho\, b_c = \rho \bar{b} / (1 - \Psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\, b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}6\, b_{eff}$

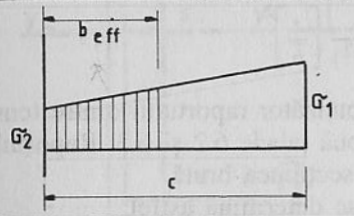
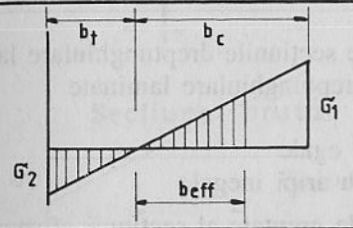
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1	$-1 > \Psi > -2$
Coeficient de voalare k_σ	4,0	$\dfrac{8{,}2}{1{,}05 - \Psi}$	7,81	$7{,}81 - 6{,}29\Psi + 9{,}78\Psi^2$	23,9	$5{,}98\,(1-\Psi)^2$

Alternativ pentru : $1 \geq \Psi \geq -1$:

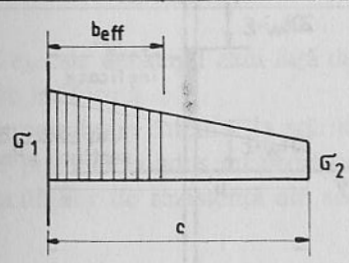
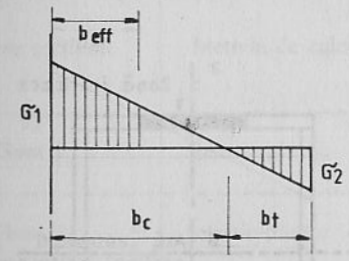
$$K_\sigma = \frac{16}{[(1+\Psi)^2 + 0{,}112\,(1-\Psi)^2]^{0{,}5} + (1+\Psi)}$$

Tabelul 6.3 b

Pereți comprimați în consolă

Distribuția tensiunilor (compresiune pozitivă)	Lățimea eficace b_{eff} a părții comprimate a peretelui
	$1 \geq \Psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\, c$
	$\Psi < 0$: $b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, c / (1 - \Psi)$

$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	0	-1	$+1 \geq \Psi \geq -1$
Coeficient de voalare K_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57 - 0{,}21\Psi + 0{,}07\Psi^2$

Distribuția tensiunilor (compresiune pozitivă)	Lățimea eficace b_{eff} a părții comprimate a peretelui
	$1 \geq \Psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\, c$
	$\Psi < 0$: $b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, c / (1 - \Psi)$

$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 \geq \Psi \geq 0$	0	$0 \geq \Psi \geq -1$	-1
Coeficient de voalare K_σ	0,43	$\dfrac{0{,}578}{\Psi + 0{,}34}$	1,70	$1{,}7 - 5\Psi + 17{,}1\Psi^2$	23,9

în care:

$$\overline{\lambda}_p = \left[f_y/\sigma_{cr}\right]^{0,5} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4\ \varepsilon\ \sqrt{k_\sigma}} \qquad (6.16)$$

cu

t – grosimea peretelui

σ_{cr} – este tensiunea critică de voalare care rezultă

din:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12\,(1 - \nu^2)} \left[\frac{t}{\overline{b}}\right]^2 \qquad (6.17)$$

k_σ – este coeficientul de voalare corespunzător raportului dintre tensiuni ψ și rezultă de asemenea din cele două tabele 6.2 și 6.3. Raportul dintre tensiunile ψ se determină pentru secțiunea brută.

$\overline{b}$ – lățimea peretelui considerat care se determină astfel:

$\overline{b} = d$ pentru inimii

$\overline{b} = b$ pentru pereții tălpilor în afară de secțiunile dreptunghiulare laminate

$\overline{b} = b - 3t$ pentru tălpile secțiunilor dreptunghiulare laminate

$\overline{b} = c$ pentru perete în consolă

$\overline{b} = (b + h)/2$ pentru corniere cu aripi egale

$\overline{b} = h$ sau $(b + h)/2$ pentru corniere cu aripi inegale

În general axa care trece prin centrul de greutate al secțiunii eficace se va decala cu distanța e în raport cu axa secțiunii brute (fig. 6.16 și 6.17). Dacă

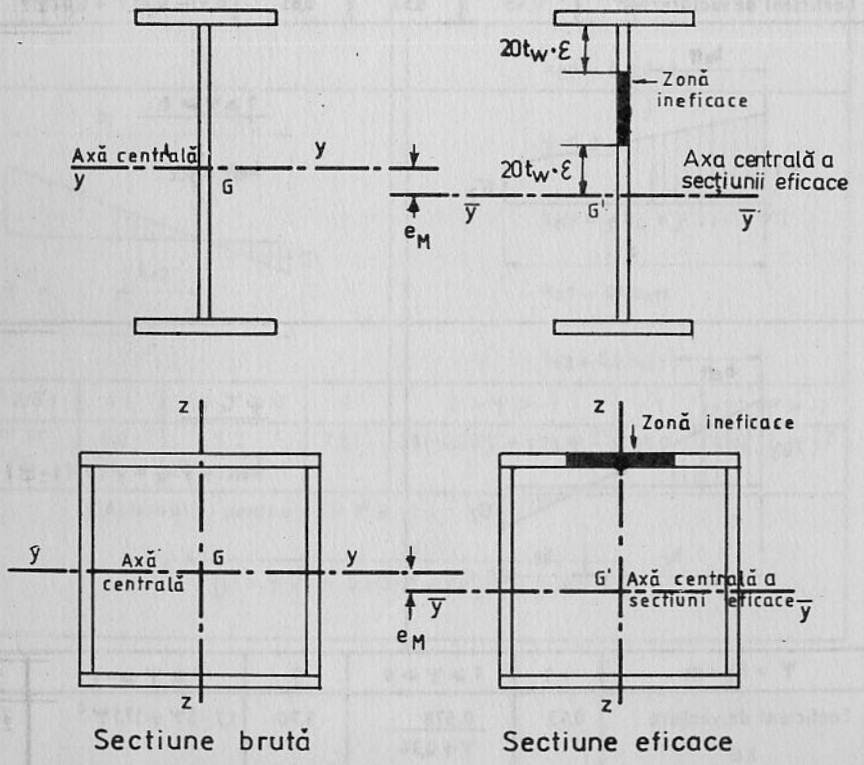


Fig. 6.16. Secțiuni eficace

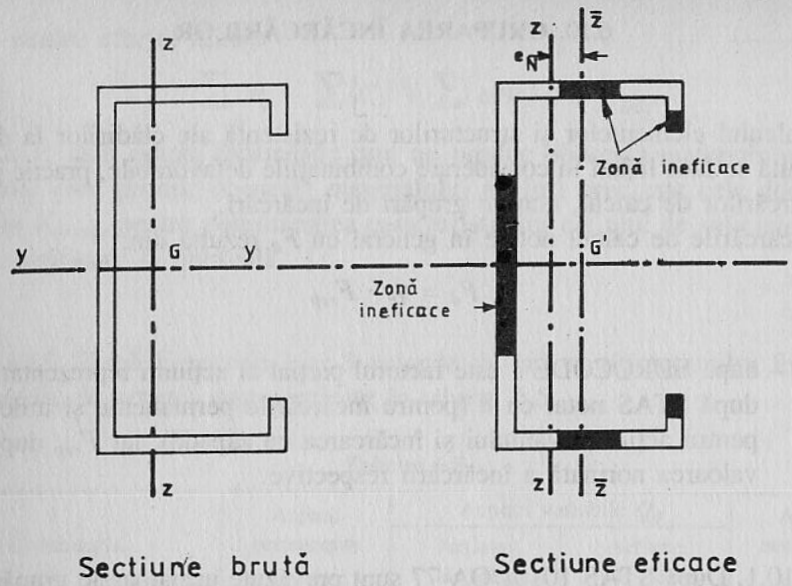


Fig. 6.17. Secțiuni eficace

secțiunea este solicitată la un efort axial de compresiune intervine un moment adițional egal cu:

$$M = N e_N \qquad (6.18)$$

în care e_N este decalajul axei față de cazul când secțiunea este solicitată la o compresiune uniformă.

În concluzie calculul la stările limită ultime, în funcție de clasa secțiunilor folosite poate fi condus cu următoarele metode pentru determinarea solicitărilor și capacităților de rezistență ale secțiunilor (tabelul 6.4)

Tabelul 6.4

Clasa secțiunii	Metoda de calcul	Calculul	
		Solicitărilor	Capacității de rezistență
Clasa 1	plastic-plastic	Teoria plasticității	Teoria plasticității
Clasa 2	elastic-plastic	Teoria elasticității	Teoria plasticității
Clasa 3	elastic-elastic	Teoria elasticității	Teoria elasticității
Clasa 4	elastic-elastic	Teoria elasticității	Teoria elasticității secțiuni eficace

6.10. GRUPAREA ÎNCĂRCĂRILOR

Calculul elementelor și structurilor de rezistență ale clădirilor la diferitele stări limită se face luând în considerare combinațiile defavorabile, practic posibile, ale încărcărilor de calcul, numite grupări de încărcări.

Încărcările de calcul notate în general cu F_d rezultă din:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \tag{6.19}$$

în care

γ_F – după EUROCODE 1 este factorul parțial al acțiunii reprezentative F_{rep}, după STAS notat cu n (pentru încărcările permanente și utile și cu γ pentru acțiunea vântului și încărcarea cu zăpadă), iar F_{rep} după STAS valoarea normată a încărcării respective.

6.10.1. După STAS 10101/OA-77 sunt prevăzute următoarele grupări de încărcări:

a) Grupări fundamentale, alcătuite din încărcări permanente, cvasipermanente și variabile;
b) Grupări speciale, alcătuite din încărcări permanente, cvasipermanente, variabile și excepționale.

1. Pentru verificările la stările limită ultime:

1. a) de rezistență și stabilitate
grupări de încărcări fundamentale

$$\sum n_i P_i + \sum n_i C_i + n_g \sum n_i V_i \tag{6.20}$$

coeficientul de grupare n_g are valorile:

n_g = 1,0 în cazul unei singure încărcări V_i
n_g = 0,9 în cazul a două sau trei încărcări V_i
n_g = 0,8 în cazul a patru sau mai multe încărcări V_i

1. b) grupări de încărcări speciale

$$\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d \cdot V_i + E_i. \tag{6.21}$$

2. La oboseală
grupări de încărcări fundamentale

– pentru efortul maxim

$$\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d V_i' + V_{ob\,max} \tag{6.22}$$

– pentru efortul minim

$$\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d V_i' + V_{ob\,min}. \tag{6.23}$$

Cu V_i' sunt notate încărcările care nu produc oboseala materialului. Pentru încărcările care produc oboseala materialului au fost precizate cele două valori $V_{ob\,max}$ și $V_{ob\,min}$ pentru determinarea caracteristicilor ciclului de solicitare la care se face verificare la oboseală.

6.10.2. După Eurocode 1 și 3 valorile de calcul ale acțiunilor folosite în combinațiile de acțiuni sunt precizate în tabelul 6.5.

Tabelul 6.5

Combinația	Acțiuni permanente G_d	Acțiuni variabile Q_d		Acțiuni accidentale A_d
		Acțiune de bază	Acțiune însoțitoare	
fundamentală (de durată și tranzitorie)	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q Q_k$	–
accidentală	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A \cdot A_k$
seism E.C.ρ	G_k	–	$\Sigma\psi_{ij} \cdot Q_{kj}$	$\gamma_A A_{Ed}$

6.10.2.1. Combinații de încărcări pentru verificări la stările limită ultime

a) Combinații fundamentale (durabilă sau tranzitorie), altele decât verificări la oboseală

$$\sum_j \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{kj} \tag{6.24}$$

b) Combinația și cu încărcări accidentale A_d

$$\sum \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + A_d + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{kj} \tag{6.25}$$

c) Combinația cu încărcări seismice A_d

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2j} \cdot Q_{kj} + \gamma_A \cdot A_{Ed}. \tag{6.26}$$

Pentru simplificarea calculelor combinația fundamentală (6.24) poate să fie înlocuită cu una din cele două combinații și anume cu cea care se dovedește defavorabilă

$$\sum_j \gamma_{G_j} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1}\, Q_{k1} \tag{6.27}$$

$$\sum_j \gamma_{G_j} \cdot G_{kj} + 0{,}9 \sum_{j\geq 1} \gamma_{Qj} \cdot Q_{k,j}. \tag{6.28}$$

Valorile coeficienţilor parţiali γ_F sunt date în tabelul 6.6.

Valorile coeficientului de combinaţie ψ sunt date în tabelul 6.7.

În tabelul 6.8 sunt date valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă γ_M după EUROCODE 3.

Tabelul 6.6

Acţiuni	Simbol	Domeniu de aplicare	Valori ENV-1993-1-1
Acţiuni permanente	$\gamma_{g\,inf}$ $\gamma_{g\,sup}$	efect favorabil efect defavorabil	1,0 1,35
Acţiuni permanente compuse din două părţi	$\gamma_{g\,inf}$ $\gamma_{g\,sup}$	pentru partea favorabilă pentru partea defavorabilă	1,1 1,35
Acţiuni permanente	$\gamma_{g\,inf}$	situaţii accidentale	1,0
Acţiuni variabile de bază sau însoţitoare	$\gamma_{Q\,inf}$ $\gamma_{Q\,sup}$ γ_{QA}	efect favorabil efect defavorabil situaţii accidentale	0 1,5 1,0
Încărcări care produc oboseala materialului	γ_{Fz}	–	1,0

Tabelul 6.7

Valorile coeficienţilor ψ_1 acţiunile variabile

Acţiuni		Valoarea de combinare ψ_0	Valori frecvente ψ_1	Valori qvasifrecvente ψ_2
Reţele* de clădiri	Cateoria A	0,7	0,5	0,3
	Categoria B	0,7	0,5	0,3
	Categoria C	0,7	0,7	0,6
	Categoria D	1,0	0,9	0,8
	Categoria E	0,7	0,7	0,6
	Categoria F	0,7	0,5	0,3
Zăpadă**		0,6	0,2	0,0
Vânt**		0,6	0,5	0,0
Temperatură		0,6	0,5	0,0

* categoriile sunt definite în 2.4

** pot fi modificate în funcţie de regiuni geografice.

Tabelul 6.8

Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă γ_M privind rezistenţele

Rezistenţa	Simbol	Domeniu de aplicaţie	Valori din EC3-DAN
Rezistenţa secţiunilor	γ_{M0}	Clasa 1, 2 şi 3	1,10
	γ_{M1}	Clasa 4	1,10
	γ_{M2}	Rezistenţa secţiunii nete în dreptul găurilor de şurub	1,25
Rezistenţa elementelor	γ_{M1}	Rezistenţa la instabilitate	1,10
Rezistenţa asamblajelor	γ_{Mb}	Asamblare cu şuruburi	
		– rezistenţa la forfecare	1,25
		– rezistenţa la întindere	1,50
	γ_{Mr}	asamblaje nituite	1,25
	γ_{Mp}	rezistenţa subansamblelor de articulaţie	1,25
	γ_{Mw}	Asamblaje sudate	
		oţel Fe 360	1,25
		Fe 430	1,30
		FE 510	1,35
		asamblaje tubulare	1,00
Rezistenţa şuruburilor de înaltă rezistenţă la lunecare	$\gamma_{s\,ult}$	Starea limită ultimă	1,10
		starea limită ultimă	1,25
	$\gamma_{s\,ult}$	găuri supradimensionate	1,25
		găuri alungite	1,25
	$\gamma_{s\,ser.}$	starea limită de serviciu	1,20
Rezistenţa la oboseală	γ_{Mf}	detalii accesibile	
		neimportante	1,00
		foarte importante	1,20
		detalii greu accesibile neimportante	1,10
		foarte importante	1,25
Încărcări de probă		greutatea proprie	1,00
		alte încărcări permanente	1,15
		încărcări variabile	1,25

CAPITOLUL 7

CALCULUL LA STĂRILE LIMITĂ ALE EXPLOATĂRII NORMALE

7.1. În STAS 10101/OA-77 sunt precizate grupările de acțiuni la care se întocmesc calculele la stările limită ale exploatării normale și anume:

a) Verificări sub încărcările totale de exploatare

$$\sum P_i + \sum C_i + n_g \sum V_i \tag{7.1}$$

b) Verificări sub efectul fracțiunilor de lungă durată a încărcărilor

$$\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d V_i. \tag{7.2}$$

Coeficientul de grupare n_g are valorile:

1,0 în cazul unei singure încărcări V

0,9 în cazul a două sau trei încărcări V_i

0,8 în cazul a trei sau mai multe încărcări V_i.

La stările limită ale exploatării normale pentru verificările sub efectul încărcărilor totale de exploatare se consideră cel mult două încărcări V.

7.2. În EUROCODE 3 sunt prevăzute trei tipuri de grupări de acțiuni pentru întocmirea calculelor la stările limită ale exploatării normale,

a) Combinații rare

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{j>1} \psi_{0j} \cdot Q_{kj} \tag{7.3}$$

b) Combinații frecvente

$$\sum_j G_{kj} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j>1} \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \tag{7.4}$$

c) Combinații quasi permanente

$$\sum_j G_{kj} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2j} \cdot Q_{kj}. \tag{7.5}$$

Notațiile și valorile ψ au fost definite în capitolul 6.

În cazul clădirilor, pentru simplificarea calculelor, grupările rare (7.3) și frecvente (7.4) pot fi înlocuite cu următoarele:

d) $$\sum_j G_{kj} + Q_{kj} \tag{7.6}$$

în care Q_{kj} este acțiunea variabilă cea mai defavorabilă

e) $$\sum_j G_{kj} + 0{,}9 \sum_{j\geq 1} Q_{kj} \tag{7.7}$$

în care suma se extinde la toate acțiunile defavorabile.

7.3. Verificările la stările limită ale exploatării normale se referă la:

- deformațiile sau săgețile, care afectează aspectul sau exploatarea clădirii;
- vibrațiile, oscilațiile sau deplasările laterale care provoacă inconfort ocupanților construcției sau stricăciuni a obiectelor depozitate în clădire;
- deformații, săgeți, vibrații, oscilații și deplasări orizontale care cauzează stricăciuni finisajelor sau elementelor nestructurale.

Pentru evitarea depășirii acestor stări limită este necesară limitarea deformațiilor, săgeților și vibrațiilor.

Valorile limită ale deformațiilor date în tabelul 7.1 sunt valori empirice, destinate a fi comparate cu rezultatele calculelor și nu trebuie interpretate drept criterii de performanță.

Tabelul 7.1

Valorile limită recomandate pentru săgețile verticale

Condiții	Limita (vezi fig. 7.1)	
	δ_{max}	δ_2
Acoperișuri în general (sunt accesibile numai personalului de întreținere)	L/200	L/250
Planșee în general (în cazul plasării unor mașini pe planșee, săgeți mai mici) și acoperișuri accesibile	L/250	L/300
Planșee care suportă închideri (ziduri din materiale fragile sau rigide)	L/250	L/350
Planșee care suportă stâlpi care au o influență asupra structurii pe care o suportă	L/400	L/500
În cazul când δ_{max} are o influență asupra aspectului clădirii	L/250	–

La calculul săgeților, trebuie să se țină seama de efectele de ordinul II și de rigiditatea la rotație a prinderilor semirigide.

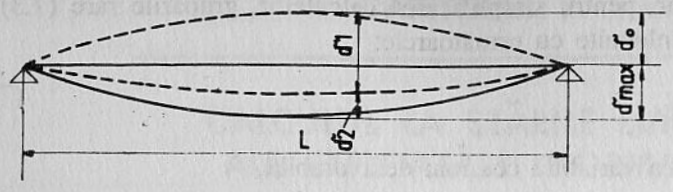


Fig. 7.1. Săgeata maximă a riglelor

Conform notațiilor din figura 7.1 săgeata maximă rezultă din:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \qquad (7.8)$$

în care:

δ_{max} – este săgeata în stadiul final măsurată în raport cu dreapta care unește cele două reazeme

δ_0 – este contrasăgeata dată grinzii la montaj (stadiul 0)

δ_1 – este variația săgeții grinzii sub acțiunea încărcărilor permanente, imediat după punerea sub sarcină (stadiul 1).

δ_2 – variația săgeții grinzii sub acțiunea încărcărilor variabile și a creșterii în timp din acțiunea încărcărilor permanente.

Pentru grinzile în consolă, valorile maxime ale săgeților se iau pentru $L = 2l_c$, cu l_c lungimea consolei.

În figura 7.2 sunt date deplasările maxime între nivele și pe înălțimea totală, la clădirile cu multe niveluri.

Efectele dinamice de care trebuie ținut seama în stările limită ale exploatării normale sunt vibrațiile provocate de mașini și oscilațiile datorate rezonanței

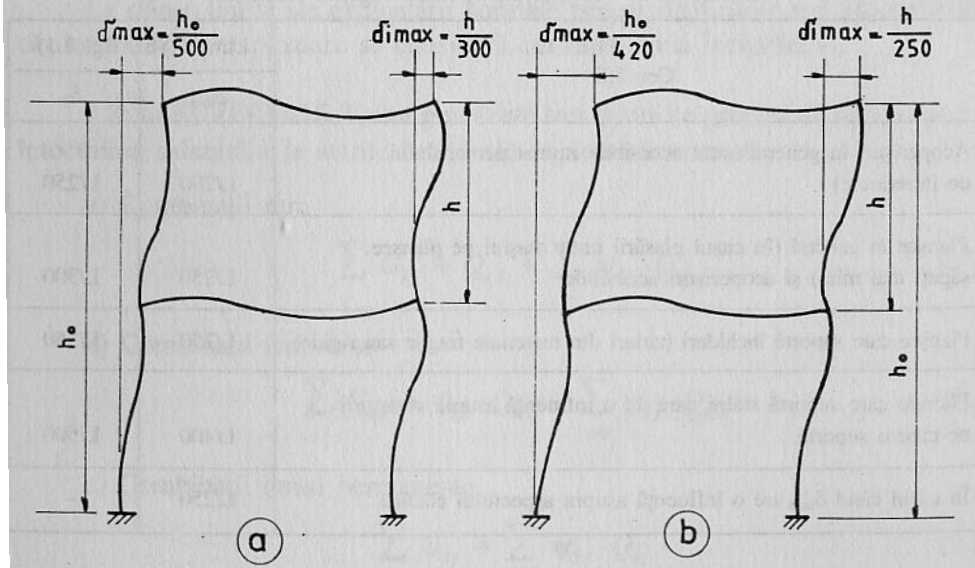


Fig. 7.2. Deplasările maxime pe nivele și pe înălțimea totală:
a – inclusiv acțiunea vântului; *b* – fără acțiunea vântului

armonice. Frecvențele proprii ale structurii sau părți ale ei, trebuie să fie suficient de diferite de cele ale surselor de excitație pentru a fi evitate situații de rezonanță.

Vibrațiile și oscilațiile structurilor trebuie să fie limitate pentru a înlătura un inconfort al utilizatorilor.

La planșeul pe care se circulă normal (birouri, locuințe, hoteluri etc.) frecvența proprie cea mai scăzută este de 3 cicluri/secundă, condiție care este satisfăcută dacă $\delta_1 + \delta_2 < 28$ mm.

În cazul planșeelor puternic circulate, pe care se dansează, se sare, se deplasează în cadență etc. frecvența proprie cea mai scăzută este de 5 cicluri pe secundă, condiție satisfăcută dacă $\delta_1 + \delta_2 < 10$ mm.

O analiză dinamică poate să fie necesară pentru a dovedi că accelerațiile și frecvențele susceptibile a se produce nu sunt de natură să provoace sentimente neplăcute utilizatorilor și nici defecte instalațiilor.

Structurile foarte suple, cu înălțimi mari trebuie analizate la efectul acțiunii dinamice a vântului atât în ceea ce privește vibrațiile în direcția vântului cât și cele normal pe aceasta direcție, așa cum s-a arătat în paragraful 2.6.

CAPITOLUL 8

CALCULUL CADRELOR CU NODURI RIGIDE

8.1. GENERALITĂŢI

Aşa cum s-a arătat în capitolul 5, structurile de rezistenţă formate din cadre rigide pot fi folosite la clădiri cu până la 20–30 niveluri. Pentru mărirea rigidităţii, mai ales la clădirile cu şi mai multe niveluri, introducerea unor contravântuiri verticale sau diafragme, în planul transversal în cazul unor clădiri în plan de forma unui dreptunghi alungit, sau şi în planul longitudinal, când forma în plan a clădirii se apropie de aceea a unui pătrat, sunt soluţii indicate. Introducerea unor contravântuiri în planul longitudinal al stâlpilor este neapărat necesară când legăturile dintre riglele longitudinale şi stâlpi sunt realizate ca articulaţii.

În cazul clădirilor la care în planul unor cadre transversale sunt introduse contravântuiri verticale sau diafragme, structura de rezistenţă a clădirii va fi formată din două tipuri de sisteme şi anume cadre transversale de forma unor grinzi verticale cu zăbrele şi cadre rigide legate de primele prin elementele orizontale, planşeele clădirii, elemente cu o foarte mare rigiditate în planul lor. Prin aceste legături orizontale la nivelul fiecărui etaj deplasările orizontale ale cadrelor rigide sunt limitate de deplasările orizontale ale cadrelor contravântuite.

Din condiţia de egalitate a deplasărilor celor două sisteme se obţine modul de repartizare a încărcării orizontale totale pe cadrele contravântuite şi pe cele necontravântuite.

Calculul cadrelor cu noduri rigide se conduce cu metoda deformaţiilor. Pentru simplificarea calculelor se admite că momentele de inerţie sunt constante pe lungimea barelor, se neglijează influenţa forţelor tăietoare şi într-un calcul de ordinul I şi a forţelor axiale asupra deformaţiilor.

Problema cea mai dificilă, ca de altfel cea care intervine la rezolvarea oricărui sistem static nederminat, este stabilirea rigidităţii tuturor barelor care alcătuiesc structura de rezistenţă a clădirii. Aceasta se face pe baza unor metode aproximative de predimenesionare.

Pentru cadre cu o alcătuire regulată cu una, două sau trei deschideri, pentru încărcările verticale sunt daţi coeficienţii cu care pot fi determinate momentele de la capetele barelor, stâlpi şi rigle. Momentele în nod ale riglelor se obţin înmulţind cu coeficienţii daţi în figura 8.1 momentele de încastrare perfectă.

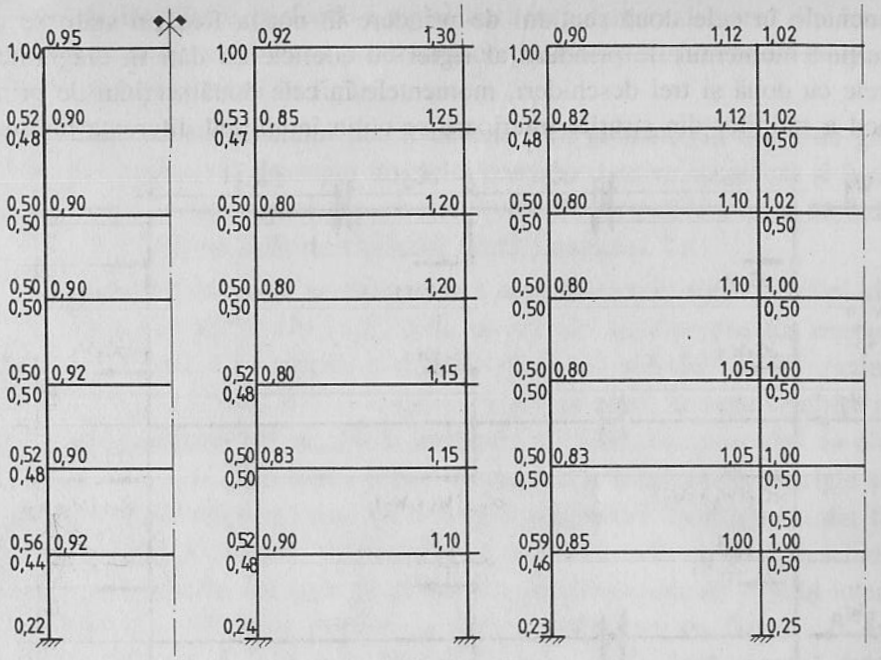


Fig. 8.1. Coeficienţi pentru determinarea momentelor din încărcări verticale

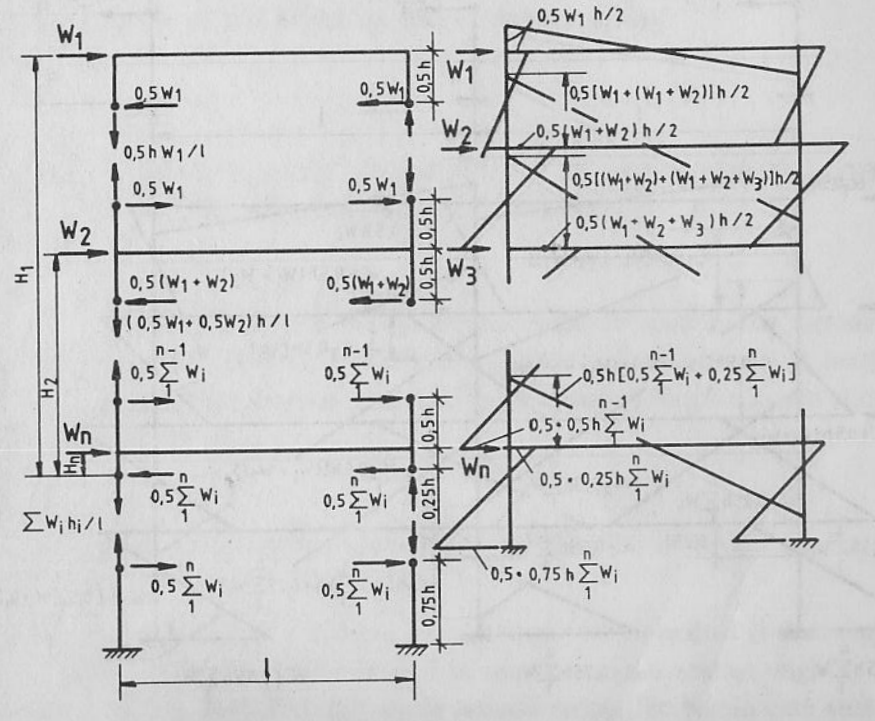


Fig. 8.2. Coeficienţi pentru determinarea momentelor din încărcări orizontale

Momentele în cele două secțiuni de prindere în nod a fiecărui stâlp se obțin înmulțind momentul de prindere al riglei cu coeficienții dați în diagrame. La cadrele cu două și trei deschideri, momentele în cele două secțiuni de prindere în nod a stâlpilor din șirurile interioare se obțin înmulțind diferența dintre mo-

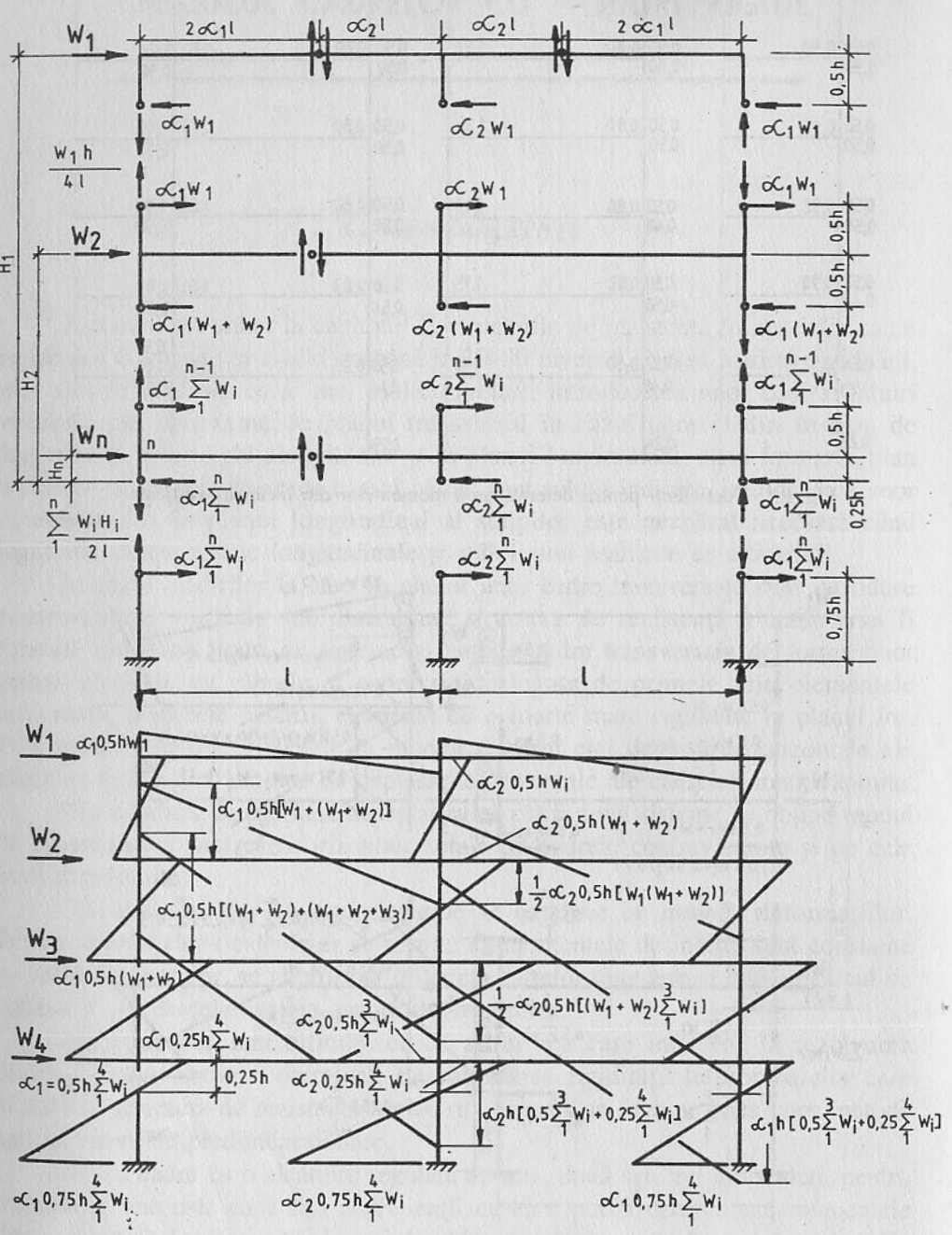


Fig. 8.3. Coeficienți pentru determinarea momentelor din încărcări orizontale

mentul de incastrare perfectă a riglei cu deschidere mai mare, din încărcarea totală ($g + p$) și cel al riglei cu deschidere mai mică din încărcarea permanentă (g), cu coeficienții dați în figuri.

Forțele axiale în stâlpi pot fi deduse fără greutate. În afară de greutatea totală care acționează deasupra nivelului considerat se va considera și încărcarea utilă pe toate etajele superioare nivelului considerat, ținând seama de reducerile admise de STAS pe înălțimea clădirii (vezi paragraful 2.4)

Pentru determinarea aproximativă a momentelor în rigle și stâlpi și a forțelor axiale din stâlpi din încărcările orizontale sunt prezentate diagrame în figurile 8.2 și 8.3. Cu excepția nivelului inferior al cadrului la care secțiunea cu moment nul este situată la 0,75 h față de baza stâlpului, în toate celelalte panouri secțiunea cu moment nul se află la jumătatea din înălțimea panoului. În diagrama din figura 8.2, sunt date relații pentru determinarea momentelor în rigle și stâlpi și forțe axiale în stâlpi la cadre cu o singură deschidere. În diagrama din fig. 8.3, sunt date relații ale acestor mărimi statice pentru cadrele cu două deschideri. La determinarea forțelor tăietoare pe stâlpii din șirurile exterioare și șirul interior s-a ținut seama de rigiditățile diferite ale acestor stâlpi prin coeficienții α. În acest caz este evident $2\,\alpha_1 + \alpha_2 = 1$. Ca și în cazul cadrului cu o singură deschidere s-a acceptat că secțiunile cu moment nul sunt situate la jumătatea înălțimii panoului la toți stâlpii, interiori și exteriori, cu excepția panoului inferior la care această secțiune se află la 0,75 h față de baza stâlpului.

8.2. CALCULUL ELASTIC DE ORDINUL I AL CADRELOR CU NODURI RIGIDE [8.1], [8.2], [8.3], [8.4], [8.5], [8.6], [8.7]

Calculul elastic al cadrelor cu noduri rigide se conduce cu metoda deformațiilor. Pentru simplificarea calculelor se admite că momentele de inerție sunt constante pe lungimea barelor și se neglijează influența forțelor axiale și tăietoare asupra deformațiilor.

8.2.1. NECUNOSCUTE ȘI REGULI DE SEMNE

Barele structurii se consideră perfect incastrate în noduri și deci tangentele la axele deformate ale barelor în nod se rotesc toate cu același unghi φ față de axele inițiale (fig. 8.4). Excepție de la această regulă fac barele care sunt prinse în nod prin articulații.

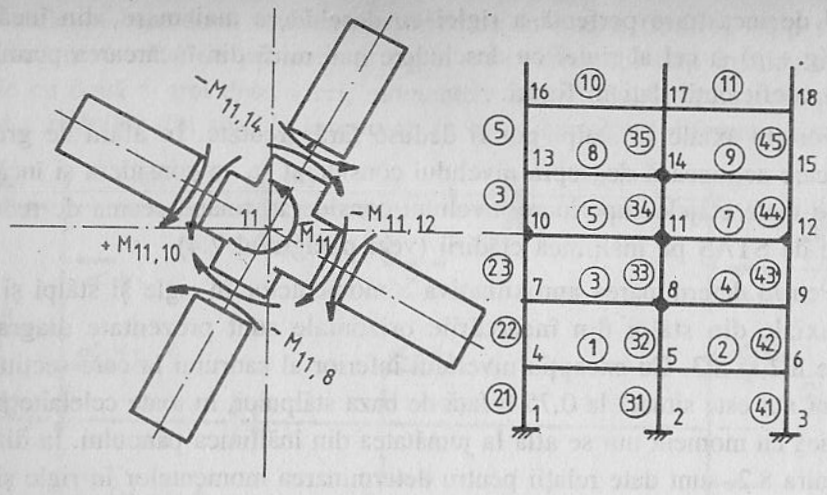


Fig. 8.4. Reguli de semne

Ca necunoscute și reguli de semne se consideră:

– rotirile nodurilor, φ, sunt pozitive când rotirea se produce în sensul acelor ceasornicului.

– momentele de capăt de bară, sunt de asemenea pozitive, când, rotesc în sensul acelor ceasornicului.

– rotirile axelor barelor, ψ, sunt de asemenea pozitive, când rotirea axei față de poziția inițială se produce în sensul acelor ceasornicului (fig. 8.5).

Deplasările nodurilor fiind mici se poate scrie:

$$\psi = \frac{\Delta}{l_{ik}} = \frac{\delta_k - \delta_i}{l_{ik}} \tag{8.1}$$

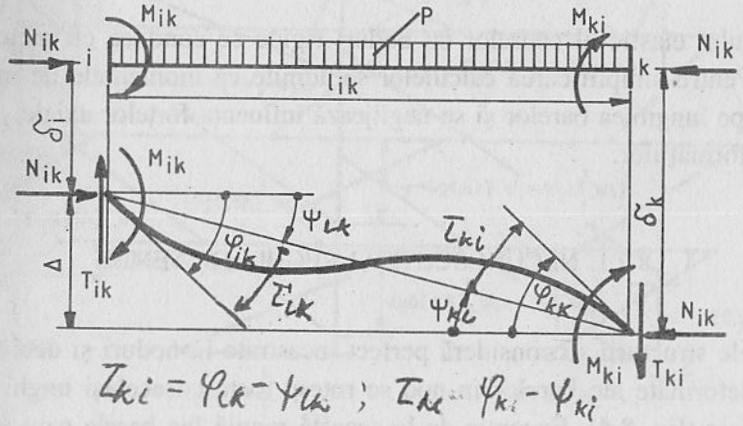


Fig. 8.5. Reguli de semne

– forța axială N este pozitivă ca efort de compresiune.

În schema cadrului (fig. 8.4) fiecare bară va fi reperată printr-un număr și prin numerele de ordine ale nodurilor de capăt.

8.2.2. RELAȚII ÎNTRE MOMENTELE LA CAPĂT DE BARĂ ȘI DEFORMAȚII, LA BARA DUBLU INCASTRATĂ

8.2.2.1. Momentele în funcție de rotirile nodurilor (fig. 8.6). Aplicând legea Mohr se obține:

$$EI_{ik} \cdot \varphi_i = \frac{M_{ik} \cdot l_{ik}}{2} \frac{2}{3} - \frac{M_{ki} \cdot l_{ki}}{2} \frac{1}{3} = \frac{l_{ik}}{6} (2M_{ik} - M_{ki}) \tag{8.2}$$

$$EI_{ki} \cdot \varphi_k = \frac{l_{ki}}{6} (2M_{ki} - M_{ik}). \tag{8.3}$$

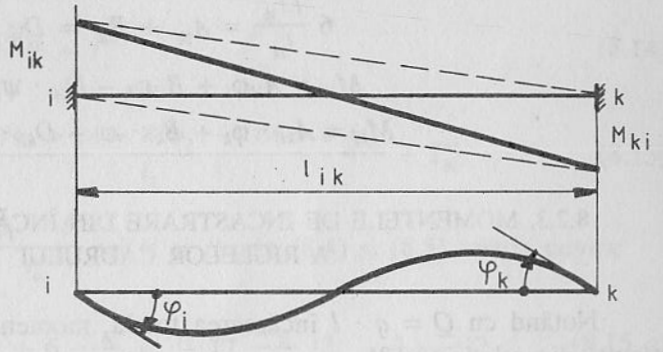


Fig. 8.6. Diagrame de momente și deformații

Explicitând momentele în funcție de necunoscutele φ_i și φ_k și notând:

$$\frac{EI_{ik}}{l_{ik}} \cdot 4 = A_{ik} \tag{8.4}$$

$$\frac{EI_{ki}}{l_{ki}} \cdot 2 = B_{ik} \tag{8.5}$$

se obține:

$$M_{ik} = A_{ik} \cdot \varphi_i + B_{ik} \cdot \varphi_k \tag{8.6}$$

$$M_{ki} = A_{ki} \cdot \varphi_k + B_{ki} \cdot \varphi_i \tag{8.7}$$

8.2.2.2. Momentele în funcție de rotirile nodurilor φ și rotirea ψ a axei barei (fig. 8.7).

$$EI_{ik} (\varphi_i - \psi_{ik}) = \frac{M_{ik} \cdot l_{ik}}{2} \frac{2}{3} - \frac{M_{ki} \cdot l_{ik}}{2} \frac{1}{3} \tag{8.8}$$

$$EI_{ki} (\varphi_k - \psi_{ki}) = \frac{M_{ki} \cdot l_{ki}}{2} \frac{2}{3} - \frac{M_{ik} \cdot l_{ki}}{2} \frac{1}{3}. \tag{8.9}$$

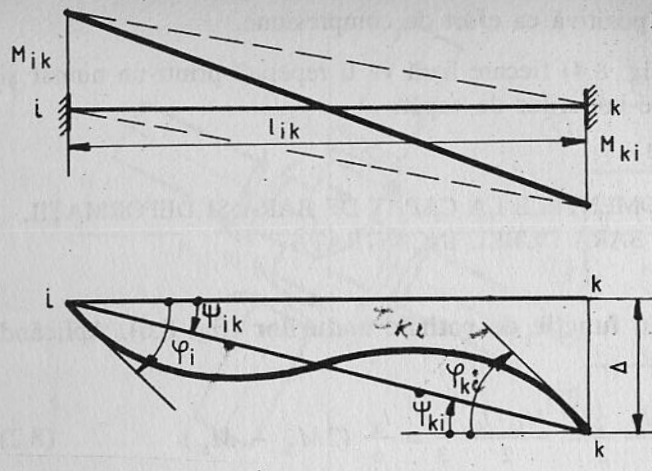


Fig. 8.7. Diagrame de momente și deformații

Explicitând cele două momente M_{ik} și M_{ki} în funcție de φ_i, φ_κ și ψ_{ik}, cu notațiile (8.4) și (8.5) și notând în plus

$$6\frac{EI_{ik}}{l_{ik}} = A_{ik} + B_{ik} = D_{ik} \tag{8.10}$$

$$\begin{aligned} M_{ik} &= A_{ik}\varphi_i + B_{ik}\varphi_k - D_{ik}\cdot\psi_{ik} \\ M_{ki} &= A_{ki}\cdot\varphi_k + B_{ki}\cdot\varphi_i - D_{ki}\cdot\psi_{ik} \end{aligned} \tag{8.11}$$

8.2.3. MOMENTELE DE INCASTRARE DIN ÎNCĂRCAREA DIRECTĂ A RIGLELOR CADRULUI

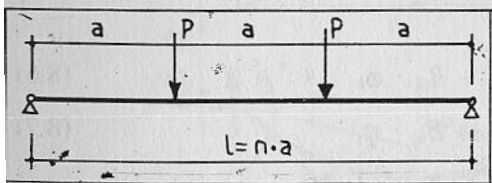
Notând cu $Q = q \cdot l$ încărcarea totală, momentul de incastrare perfectă rezultă din relația (8.13)

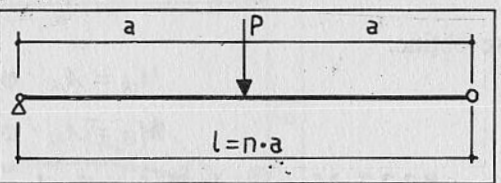
$$M^0_{ik} = M^0_{ki} = \alpha_1 Q \cdot l_{ik} \tag{8.12}$$

în care valoarea coeficientului α_1 în funcție de modul de repartizare a încărcării q pe riglă este dată în tabelul 8.1

Tabelul 8.1

Coeficienții α_1 și α_2





n	P	$M_{ik} = \alpha_1 \cdot Q.l.$	n	P	$M_{ik} = \alpha_2 \cdot Q.l.$
2	$q1/2$	$Q1/16 = 0{,}0625.Ql$	2	$q1/2$	$Q1/10{,}66 = 0{,}0937.Ql$
3	$q1/3$	$Q1/13{,}5 = 0{,}0741.Ql$	3	$q1/3$	$Q1/9{,}00 = 0{,}1111.Ql$
4	$q1/4$	$Q1/12{,}8 = 0{,}0781.Ql$	4	$1/4$	$Q1/8{,}53 = 0{,}1172.Ql$
∞	–	$Q1/12 = 0{,}0833.Ql$	∞	–	$Q1/8{,}00\ 0{,}1250\ Ql$

8.2.4. VALORILE FINALE ALE MOMENTELOR DE CAPĂT DE BARĂ

Valorile finale ale momentelor se obțin din însumarea valorilor parțiale:

a) în cazul cadrelor cu noduri fixe:

$$\left.\begin{aligned} M_{ik} &= M^0_{ik} + A_{ik}\cdot\varphi_i + B_{ik}\cdot\varphi_k \\ M_{ki} &= M^0_{ki} + A_{ki}\cdot\varphi_k + B_{ki}\cdot\varphi_i \end{aligned}\right\} \tag{8.13 a}$$

b) în cazul cadrelor cu noduri deplasabile

$$\left.\begin{aligned} M_{ik} &= M^0_{ik} + A_{ik}\cdot\varphi_i + B_{ik}\cdot\varphi_k - D_{ik}\cdot\psi_{ik} \\ M_{ki} &= M^0_{ki} + A_{ki}\cdot\varphi_k + B_{ki}\cdot\varphi_i - D_{ki}\cdot\varphi_{ki}. \end{aligned}\right\} \tag{8.13 b}$$

Forțele tăietoare rezultă din:

$$T_{ik} = \frac{M_{ik} + M_{ki}}{l_{ik}} + T^0_{ik} \tag{8.14}$$

$$T_{ik} = \frac{(A+B)\varphi_i + (A+B)\varphi_k - 2(A+B)\psi_{ik}}{l_{ik}} + T^0_{ik} \tag{8.15}$$

introducând $\psi_{ik} = \frac{\Delta}{l_{ik}} = \frac{\delta_k - \delta_i}{l_{ik}}$ iar A și B prin (8.4) și (8.5) relația devine:

$$T_{ik} = 6\frac{EI_{ik}}{l^2_{ik}}\cdot\varphi_i + 6\frac{EI_{ik}}{l^2_{ik}}\cdot\varphi_k - 12\frac{EI_{ik}}{l^3_{ik}}(\delta_k - \delta_i) + T^0_{ik}. \tag{8.15 a}$$

8.2.5. RELAȚII ÎNTRE MOMENTUL DE CAPĂT DE BARĂ ȘI DEFORMAȚII LA BARA ÎNCASTRATĂ LA UN CAPĂT ȘI ARTICULATĂ LA CELĂLALT CAPĂT

8.2.5.1. Momentul în funcție de rotirea nodului (fig. 8.8)

$$EI_{ik}\cdot\varphi_i = \frac{M_{ik}\cdot l_{ik}}{2}\cdot\frac{2}{3} \tag{8.16}$$

cu:

$$C_{ik} = \frac{3EI_{ik}}{l_{ik}} \tag{8.17}$$

$$M_{ik} = C_{ik}\cdot\varphi_i. \tag{8.18}$$

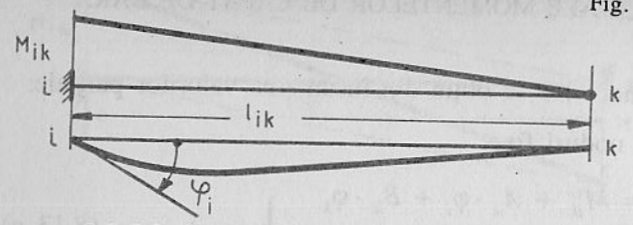


Fig. 8.8. Diagrame de momente şi deformaţii

8.2.5.2. Momentul în funcţie de rotirea nodului şi rotirea axei barei (fig. 8.9)

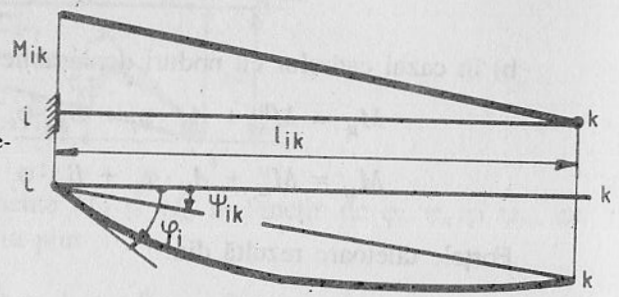


Fig. 8.9. Diagrame de momente şi deformaţii

$$EI_{ik}\,(\varphi_i - \psi_{ik}) = \frac{M_{ik}\cdot l_{ik}}{2}\,\frac{2}{3} \tag{8.19}$$

$$M_{ik} = C_{ik}\cdot\varphi_i - C_{ik}\cdot\psi_{ik}. \tag{8.20}$$

8.2.6. MOMENTE DIN ÎNCĂRCAREA DIRECTĂ PE RIGLA INCASTRATĂ ÎN NODUL *i* ŞI ARTICULATĂ ÎN NODUL *k*

Notând cu $Q = ql$ încărcarea totală, momentul de încastrare rezultă din relaţia (8.21)

$$M_{ik}^{0} = \alpha_2\cdot Q\cdot l. \tag{8.21}$$

Valorile coeficientul α_2 în funcţie de modul de repartizare a încărcării q pe riglă sunt date în tabelul 8.1.

8.2.7. VALORILE FINALE ALE MOMENTULUI DE CAPĂT DE BARĂ SE OBŢIN PRIN ÎNSUMAREA VALORILOR PARŢIALE

$$M_{ik} = M_{ik}^{0} + C_{ik}\cdot\varphi_i - C_{ik}\,\psi_{ik}. \tag{8.22}$$

8.2.8. SCRIEREA ECUAŢIILOR

Pentru fiecare nod al structurii, din condiţia de echilibru se scrie câte o ecuaţie de forma:

$$\Sigma M = 0. \tag{8.23}$$

Se obţine aşadar un sistem de ecuaţii liniare de tipul (8.23) al căror număr este egal cu numărul nodurilor şi deci egal cu numărul necunoscutelor φ. Dacă nodurile structurii nu au deplasări pe orizontală, deci este o structură cu noduri fixe sistemul de ecuaţii (8.23) este suficient pentru rezolvarea problemei.

În cazul structurilor cu noduri deplasabile pe orizontală (din încărcări orizontale sau încărcări verticale nesimetrice) apar şi necunoscute ψ reprezentând rotiri ale axelor stâlpilor. Neglijând efectul forţelor axiale asupra deformaţiilor, rezultă că deplasările orizontale ale nodurilor de la acelaşi nivel al structurii vor fi identice şi deci înclinaţiile axelor stâlpilor de la fiecare nivel vor fi aceleaşi. Numărul necunoscutelor ψ va fi aşadar egal cu numărul etajelor clădirii.

Sistemul de ecuaţii (8.23) va fi completat cu un sistem suplimentar de tipul:

$$\Sigma H = 0. \tag{8.24}$$

Ecuaţiile de tipul (8.24) vor fi scrise pentru fiecare etaj. În aceste ecuaţii intervine suma forţelor orizontale exterioare ΣW_i considerate forţe concentrate în nodurile structurii, care acţionează deasupra secţiunii pentru care se scrie condiţia $\Sigma H = 0$ şi suma forţelor tăietoare din stâlpii secţionaţi ai nivelului respectiv.

$$\sum H = 0 = \sum_{1}^{n} W_i - \sum T_i. \tag{8.25}$$

Cu notaţiile din figura 8.10 pentru secţiunea orizontală prin cadru, la etajul III, se obţine

$$\sum_{1}^{8} W_i = W_1 + W_2 + \ldots + W_8 \tag{8.26}$$

$$\sum T_{III} = T_{7\text{-}10} + T_{8\text{-}11} + T_{9\text{-}12}. \tag{8.27}$$

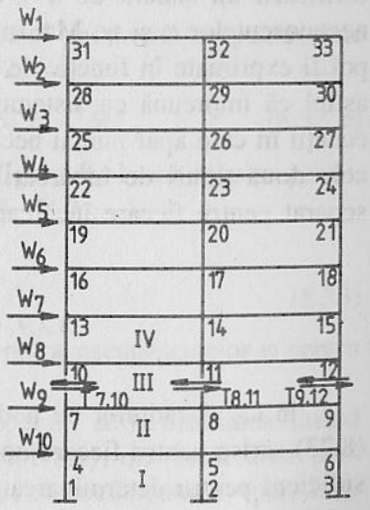


Fig. 8.10. Schema de calcul

Neexistând o încărcare directă pe stâlpi, forţele tăietoare pot fi exprimate în funcţie numai de momentele de capăt M_{ik} şi M_{ki}.

$$T_{ik} = \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h_{ik}} \tag{8.28}$$

concret în cazul secţiunii prin etajul III (fig. 8.10)

$$T_{7,10} = \frac{M_{7,10} + M_{10,7}}{h_{III}}; \quad T_{8,11} = \frac{M_{8,11} + M_{11,8}}{h_{III}}; \quad T_{9,12} = -\frac{M_{9,12} + M_{12,9}}{h_{III}}; \tag{8.29}$$

înlocuind momentele M_{ik} şi M_{ki} prin relaţia (8.11) şi (8.12) suma forţelor tăietoare din stâlpii etajului III în funcţie de necunoscutele φ_i, φ_k şi ψ_{ik} rezultă:

$$\sum T_{III} = \frac{A_{7-10} + B_{7-10}}{h_{III}} (\varphi_7 + \varphi_{10} - 2\psi_{III}) +$$

$$+ \frac{A_{8-11} + B_{8-11}}{h_{III}} (\varphi_8 + \varphi_{11} - 2\psi_{III}) + \frac{A_{9-12} + B_{9-12}}{h_{III}} (\varphi_9 + \varphi_{12} - 2\psi_{III}) =$$

$$= \frac{D_{7-10}}{h_{III}} (\varphi_7 + \varphi_{10} - 2\psi_{III}) + \frac{D_{8-11}}{h_{III}} (\varphi_8 + \varphi_{11} - 2\psi_{III}) +$$

$$+ \frac{D_{9-12}}{h_{III}} (\varphi_9 + \varphi_{12} - 2\psi_{III}) \tag{8.30}$$

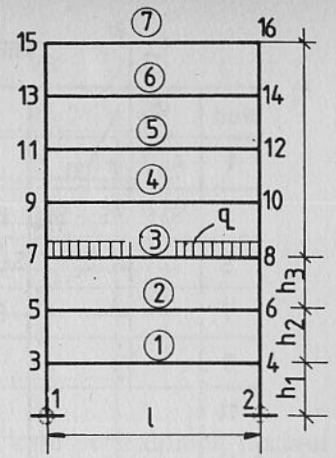
şi ecuaţia (8.25) poate fi scrisă pentru etajul III, fiind astfel obţinută legătura dintre necunoscutele φ şi ψ şi forţele exterioare orizontale W_i.

Câte o ecuaţie de tipul (8.25) se poate scrie pentru fiecare etaj. Acest sistem de ecuaţii egal cu numărul necunoscutelor ψ, împreună cu sistemul de ecuaţii (8.23) egal cu numărul nodurilor n şi deci egal cu numărul necunoscutelor φ, formează un sistem de $n + e$ ecuaţii suficient pentru determinarea valorilor necunoscutelor φ şi ψ. Mai mult, din sistemul de ecuaţii (8.24) necunoscutele ψ pot fi exprimate în funcţie de necunoscutele φ şi forţele exterioare orizontale W_i astfel că împreună cu sistemul de ecuaţii (8.23) se obţine un nou sistem de n ecuaţii în care apar numai necunoscutele φ. Acest sistem poate fi rezolvat pentru cele două tipuri de încărcări, verticale şi orizontale, acţionând împreună sau separat pentru fiecare încărcare.

8.2.9. CADRE CU NODURI FIXE

În cazul cadrelor cu noduri fixe intervin numai necunoscutele φ. Ecuaţiile (8.23) scrise pentru fiecare nod al cadrului formează un sistem de ecuaţii lineare suficient pentru determinarea necunoscutelor.

Fig. 8.11. Schema de calcul



De exemplu pentru cadrul din figura 8.11 pentru nodul 7 din încărcarea uniform distribuită pe rigla 3 ecuaţia (8.23) va fi:

$$M_{7,8} + M_{7,5} + M_{7,9} = - M^0_{7,8} \tag{8.31}$$

în care $M^0_{7,8}$ este momentul de încastrare perfectă (valoarea din tabelul 8.1).

Înlocuind momentele de la capetele de bară prin relaţii de tipul (8.6) şi (8.7) ecuaţia (8.31) devine:

$$A_{7-8}\varphi_7 + B_{8-7} \cdot \varphi_8 + A_{7-5}\varphi_7 + B_{5-7} \cdot \varphi_5 + A_{7-9} \cdot \varphi_7 + B_{9-7}\varphi_9 = - M^0_{7-8} \tag{8.32}$$

adică

$$(A_{7-8} + A_{7-5} + A_{7-9})\varphi_7 + B_{8-7} \cdot \varphi_8 + B_{5-7} \cdot \varphi_5 + B_{9-7} \cdot \varphi_9 = - M^0_{7-8} \tag{8.32 a}$$

Pentru simplificarea scrierii suma termenilor din paranteză se notează cu $A_{7,8} + A_{7,5} + A_{7,9} = S_7$ şi ecuaţia (8.32 a) devine

$$S_7\varphi_7 + B_{8-7} \cdot \varphi_8 + B_{5-7}\varphi_5 + B_{9-7} \cdot \varphi_9 = - M^0_{7-8} \tag{8.32 b}$$

Deoarece încărcarea respectă simetria sistemului geometric se poate scrie evident: $\varphi_7 = - \varphi_8$ şi în ultima formă ecuaţia (8.32) va fi:

$$(S_7 - B_{8-7})\varphi_7 + B_{5-7}\varphi_5 + B_{9-7} \cdot \varphi_9 = - M^0_{7-8}. \tag{8.32 c}$$

Ecuaţii de această formă pentru cadrul din figura 8.11 vor rezulta pentru toate nodurile de pe stâlpul din partea stângă (3, 5, 7, 9 .....).

Pentru nodul 1 ecuaţia (8.23) va fi

$$A_{1-3} \cdot \varphi_1 + B_{3-1} \cdot \varphi_3 = 0. \tag{8.33}$$

În tabelul 8.2 este prezentată matricea coeficienţilor necunoscutelor φ pentru cadrul cu noduri fixe din figura 8.11.

Valoarea momentului de încastrare perfectă a riglei M° se va determina, ţinând seama de modul de repartizare a încărcării (tabelul 8.1), din încărcarea permanentă g şi încărcarea utilă, redusă dacă este cazul, cu coeficientul α (par. 2.4).

Tabelul 8.2

Matricea coeficienţilor necunoscutelor

Nod	φ_1	φ_3	φ_5	φ_7	φ_9	φ_{11}	φ_{13}	φ_{15}	M°
1	A_{13}	B_{31}							0
3	B_{13}	$S_3 - B_{34}$	B_{53}						$-M^\circ_{3,4}$
5		$B_{6,5}$	$S_5 - B_{56}$	$B_{7,5}$					$-M^\circ_{5,6}$
7			$B_{5,7}$	$S_7 - B_{7,8}$	$B_{9,7}$				$-M^\circ_{7,8}$
9				$B_{7,9}$	$S_9 - B_{9,10}$	$B_{11,9}$			$-M^\circ_{9,10}$
11					$B_{9,11}$	$S_{11} - B_{11,12}$	$B_{13,11}$		$-M^\circ_{11,12}$
13						$B_{11,13}$	$S_{13} - B_{13-14}$	$B_{15,13}$	$-M^\circ_{13,14}$
15							$B_{13,15}$	$S_{15} - B_{15-16}$	$-M^\circ_{15,16}$

După rezolvarea sistemului de ecuaţii pot fi determinate valorile momentelor de încovoiere la capetele tuturor barelor, rigle şi stâlpi cu relaţiile (8.13, a).

Forţele tăietoare în rigle rezultă din relaţia (8.34)

$$T_{ik} = T_{ik}^0 - \frac{M_{ik} + M_{ki}}{l_{ik}} \tag{8.34}$$

în care T_{ik}^0 este forţa tăietoare din încărcarea totală $(q + p)$ la grinda simplă rezemată cu deschiderea l_{ik}.

Forţele axiale în stâlpi la nivelul i se obţin prin însumarea efectelor încărcărilor pe suprafeţele A care revin fiecărui stâlp ca suprafaţă de încărcare, din încărcarea q care acţionează pe toate planşeele de deasupra nivelului i. Încărcarea q reprezintă încărcarea permanentă plus încărcarea utilă redusă cu coeficientul η conform paragrafului 2.4.

Forţele tăietoare în stâlpi, deoarece nu sunt încărcaţi direct rezultă din relaţia (8.35)

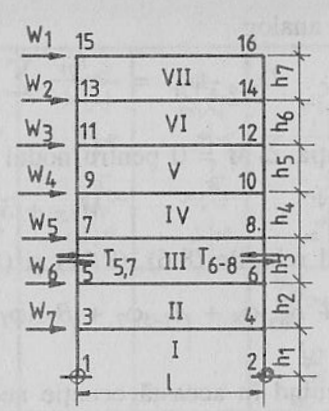
$$T_{ij} = \frac{M_{ij} + M_{ji}}{h_{ij}} \tag{8.35}$$

în care cele două momente M_{ij} şi M_{ji} sunt momentele de încovoiere la cele două capete ale stâlpului, iar h_{ij} înălţimea de etaj.

8.2.10. CADRE CU NODURI DEPLASABILE

În figura 8.12 este reluată aceeaşi schemă statică a cadrului din figura 8.11, cu diferenţa că încărcarea este reprezentată prin forţele orizontale W_i acţionând în nodurile fiecărui nivel. Deoarece din acţiunea forţelor orizontale nodurile

Fig. 8.12. Schema de calcul



cadrului în afară de rotiri φ vor avea şi deplasări Δ, care pe înălţimea fiecărui etaj vor fi înlocuite prin rotirile axelor stâlpilor $\psi = \Delta/h$, sistemul de ecuaţii va fi format din cele două sisteme $\sum M_n = 0$ şi $\sum H_i = 0$.

Ecuaţiile M_n vor fi cele prezentate în tabelul 8.2 cu diferenţa că termenii din dreapta M_n^0 vor fi egali cu zero dacă se studiază separat efectul încărcărilor orizontale W_i.

Ecuaţia $\sum H_i = 0$ scrisă de exemplu pentru etajul III va fi

$$T_{5,7} + T_{6,8} = \sum_1^5 W_1 = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5. \tag{8.36}$$

Exprimând forţele tăietoare în funcţie de momentele de capăt (8.28) şi acestea prin relaţiile (8.8) şi (8.9) şi cu notaţiile din (8.30) se obţine:

$$T_{5-7} = \frac{D_{5-7}}{h_{III}} (\varphi_5 + \varphi_7 - 2\psi_{III}) \tag{8.37}$$

$$T_{6-8} = \frac{D_{6-8}}{h_{III}} (\varphi_6 + \varphi_8 - 2\psi_{III}). \tag{8.38}$$

Introducând aceste relaţii în ecuaţia (8.36) şi având în vedere simetria sistemului geometric $D_{5.7} = D_{6.8}$ şi că rotirile nodurilor sunt două câte două identice $\varphi_5 \equiv \varphi_6$ şi $\varphi_7 \equiv \varphi_8$, se obţine ecuaţia (8.39)

$$\frac{D_{5-7}}{h_{III}} (2\varphi_5 + 2\varphi_7 - 4\psi_{III}) = \sum_1^5 W_i. \tag{8.39}$$

Din ecuaţia (8.39) poate fi explicitată necunoscuta ψ în funcţie de încărcările orizontale W_i şi rotirile nodurilor, se obţine:

$$D_{5-7} \cdot \psi_{III} = -\frac{h_{III}}{4} \sum_1^5 W_i + \frac{D_{5-7}}{2} \varphi_5 + \frac{D_{5-7}}{2} \varphi_7 \tag{8.40}$$

și în mod analog

$$D_{7-9} \cdot \psi_{IV} = -\frac{h_{IV}}{4} \sum_{1}^{4} W_i + \frac{D_{7-9}}{2} \varphi_7 + \frac{D_{7-9}}{2} \varphi_9. \qquad (8.40\ a)$$

Ecuația $\sum M = 0$ pentru nodul 7 este:

$$M_{7,8} + M_{7,5} + M_{7,9} = 0$$

și utilizând relațiile (8.6), (8.11) și (8.12) se obține:

$$A_{7-8} \cdot \varphi_7 + B_{8-7}\varphi_8 + A_{7-5}\varphi_7 + B_{7-5}\varphi_7 - D_{7-5}\psi_{III} + A_{7-9}\varphi_7 + B_{7-9}\varphi_9 - D_{7-9}\psi_{IV} = 0 \qquad (8.41)$$

Înlocuind în această ecuație necunoscutele ψ_{III} și ψ_{IV} prin relațiile (8.40) și (8.40, a) și având în vedere din nou $\varphi_7 \equiv \varphi_8$ se obține ecuația (8.42)

$$D_{7-8} \cdot \varphi_7 + A_{7-5}\,\varphi_7 + B_{7-5}\,\varphi_5 - \frac{D_{5-7}}{2}\varphi_5 - \frac{D_{5-7}}{2}\varphi_7 + A_{7-9} \cdot \varphi_7 +$$

$$+ B_{7-9} \cdot \varphi_9 - \frac{D_{7-9}}{2}\varphi_7 - \frac{D_{7,9}}{2}\varphi_9 = -\frac{h_{III}}{4}\sum_{1}^{5} W_i - \frac{h_{IV}}{4}\sum_{1}^{4} W_i \qquad (8.42)$$

ordonând termenii:

$$\left(D_{7-8} + A_{7-5} + A_{7-9} - \frac{D_{7-5}}{2} - \frac{D_{7-9}}{2}\right)\varphi_7 + \left(B_{7-5} - \frac{D_{7-5}}{2}\right)\varphi_5 +$$

$$+ \left(B_{7-9} - \frac{D_{7,9}}{2}\right)\varphi_9 = -\frac{h_{III}}{4}\sum_{1}^{5} W_i - \frac{h_{IV}}{4}\sum_{1}^{4} W_i. \qquad (8.42\ a)$$

După rezolvarea sistemului de ecuații se determină valorile necunoscutelor ψ din relații de tipul (8.40) și apoi momentele în secțiunile de capăt ale stâlpilor cu relațiile (8.13 a) și (8.13 b).

Forțele tăietoare din stâlpi rezultă din relația (8.35).

În tabelul 8.3 este prezentată matricea coeficienților pentru cadrul din figura 8.12, cadru cu stâlpii articulați în fundații.

În tabelul 8.3 a este prezentată matricea coeficienților în cazul stâlpilor încastrați în fundații $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$.

8.3. CALCULUL ELASTIC DE ORDINUL II AL CADRELOR CU NODURI RIGIDE

Calculul elastic de ordinul II al cadrelor cu noduri rigide se conduce cu metoda deformațiilor pe schema deformată a structurii. Pentru simplificarea calculelor se admite că momentele de inerție sunt constante pe lungimea barelor

Tabelul 8.3

Nod	φ_1	φ_3	φ_5	φ_7	φ_9	φ_{11}	φ_{13}	φ_{15}	
1	$A_{1,3} - \frac{D_{13}}{2}$	$B_{1,3} - \frac{D_{13}}{2}$	—	—	—	—	—	—	0
3	$B_{3,1} - \frac{D_{3,1}}{2}$	$D_{3,4}+A_{31}+A_{3,5} - \frac{D_{3,1}}{2} - \frac{D_{3,5}}{2}$	$B_{3,5} - \frac{D_{35}}{2}$	—	—	—	—	—	$-\frac{h_1}{4}\sum_1^7 w_i - \frac{h_2}{4}\sum_1^6 w_i$
5	—	$B_{5,3} - \frac{D_{5,3}}{2}$	$D_{5,6}+A_{53}+A_{5,7} - \frac{D_{5,3}}{2} - \frac{D_{5,7}}{2}$	$B_{5,7} - \frac{D_{5,7}}{2}$	—	—	—	—	$-\frac{h_2}{4}\sum_1^6 w_i - \frac{h_3}{4}\sum_1^5 w_i$
7	—	—	$B_{7,5} - \frac{D_{7,5}}{2}$	$D_{7,8}+A_{7,5}+A_{7,9} - \frac{D_{7,5}}{2} - \frac{D_{7,9}}{2}$	$B_{7,9} - \frac{D_{7,9}}{2}$	—	—	—	$-\frac{h_3}{4}\sum_1^5 w_i - \frac{h_4}{4}\sum_1^4 w_i$
9	—	—	—	$B_{9,7} - \frac{D_{9,7}}{2}$	$D_{9,10}+A_{9,7}+A_{9,11} - \frac{D_{9,7}}{2} - \frac{D_{9,11}}{2}$	$B_{9,11} - \frac{D_{9,11}}{2}$	—	—	$-\frac{h_4}{4}\sum_1^4 w_i - \frac{h_5}{4}\sum_1^3 w_i$
11	—	—	—	—	$B_{11,9} - \frac{D_{11,9}}{2}$	$D_{11,12}+A_{119}+A_{11,13} - \frac{D_{11,9}}{2} - \frac{D_{11,13}}{2}$	$B_{11,13} - \frac{D_{11,13}}{2}$	—	$-\frac{h_5}{4}\sum_1^3 w_i - \frac{h_6}{4}\sum_1^2 w_i$
13	—	—	—	—	—	$B_{13,11} - \frac{D_{11,13}}{2}$	$D_{13,14}+A_{13,11}+A_{13,15} - \frac{D_{13,11}}{2} - \frac{D_{13,15}}{2}$	$B_{13,15} - \frac{D_{13,15}}{2}$	$-\frac{h_6}{4}\sum_1^2 w_i - \frac{h_7}{4}\sum_1^1 w_i$
15	—	—	—	—	—	—	$B_{15,13} - \frac{D_{15,13}}{2}$	$D_{15,16}+A_{15,13} - \frac{D_{15,13}}{2}$	$-\frac{h_7}{4} w_1$

Tabelul 8.3 a

NOD	φ_3	φ_5	φ_7	φ_9	φ_{11}	φ_{13}	φ_{15}	
3	$D_{3-4}+A_{31}+A_{35}$ $-\frac{D_{3-1}}{2}-\frac{D_{3-5}}{2}$	$B_{3-5}-\frac{D_{3-5}}{2}$	—	—	—	—	—	$-\frac{h_1}{4}\sum_1^7 W_i-\frac{h_2}{4}\sum_1^6 W_i$
5	$B_{5-3}-\frac{D_{5-3}}{2}$ $D_{5-6}+A_{53}+A_{57}$ $-\frac{D_{5-3}}{2}-\frac{D_{5-7}}{2}$	$B_{5-7}-\frac{D_{5-7}}{2}$	—	—	—	—	—	$-\frac{h_2}{4}\sum_1^6 W_i-\frac{h_3}{4}\sum_1^5 W_i$
7	—	$B_{7-5}-\frac{D_{7-5}}{2}$	$D_{7-8}+A_{75}+A_{79}$ $-\frac{D_{7-5}}{2}-\frac{D_{7-9}}{2}$	$B_{7-9}-\frac{D_{7-9}}{2}$	—	—	—	$-\frac{h_3}{4}\sum_1^5 W_i-\frac{h_4}{4}\sum_1^4 W_i$
9	—	—	$B_{9-7}-\frac{D_{9-7}}{2}$	$D_{9-10}+A_{97}+A_{9\,11}$ $-\frac{D_{9-7}}{2}-\frac{D_{9-11}}{2}$	$B_{9-11}-\frac{D_{9-11}}{2}$	—	—	$-\frac{h_4}{4}\sum_1^4 W_i-\frac{h_5}{4}\sum_1^3 W_i$
11	—	—	—	$B_{9-11}-\frac{D_{9-11}}{2}$	$D_{11-12}+A_{11-9}+A_{11-13}$ $-\frac{D_{11-9}}{2}-\frac{D_{11-13}}{2}$	$B_{11-13}-\frac{D_{11-13}}{2}$	—	$-\frac{h_5}{4}\sum_1^3 W_i-\frac{h_6}{4}\sum_1^2 W_i$
13	—	—	—	—	$B_{13-11}-\frac{D_{13-11}}{2}$	$D_{13-14}+A_{13-11}+A_{13-15}$ $-\frac{D_{13-11}}{2}-\frac{D_{13-15}}{2}$	$B_{13-15}-\frac{D_{13-15}}{2}$	$-\frac{h_6}{4}\sum_1^2 W_i-\frac{h_7}{4}\sum_1^1 W_i$
15	—	—	—	—	—	$B_{15-13}-\frac{D_{15-13}}{2}$	$D_{15-16}+A_{15-13}$ $-\frac{D_{15-13}}{2}$	0

și se neglijează influența forțelor tăietoare asupra deformațiilor nu și a forțelor axiale [5.8].

Ca necunoscute și reguli de semne rămân valabile cele precizate în 8.2.1.

8.3.1. GRINDA DUBLU ÎNCASTRATĂ

Pentru grinda dublu încastrată, cu încărcările și deformațiile arătate în figura 8.13 momentul în secțiunea x va fi:

$$M_{(x)} = M_{ik} + T_{ik} \cdot x + D \cdot w(x) - \frac{q \cdot l^2}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) \tag{8.43}$$

Fig. 8.13. Schema de calcul

derivând de două ori în raport cu x și înlocuind $M_{(x)} = -EIw^{IV}$ se obține ecuația diferențială

$$EIw^{IV} + Dw^{II} = q \tag{8.44}$$

introducând:

$$\varepsilon = l\sqrt{\frac{D}{EI}} \tag{8.45}$$

se obține:

$$w^{IV} + \frac{\varepsilon^2}{l^2} w^{II} = \frac{q}{EI} \tag{8.46}$$

cu soluția

$$w = C_1 \sin \varepsilon \frac{x}{l} + C_2 \cos \varepsilon \frac{x}{l} + C_3 \varepsilon \frac{x}{l} + C_4. \tag{8.47}$$

Cele pentru constante vor fi determinate în funcție de necunoscutele φ și ψ din următoarele condiții:

$$\begin{aligned}
&x = 0,\ w(x=0) = w'_i = 0 = && C_2 && + C_4\\
&x = 0,\ w'(x=0) = \varphi_i = && C_1 \frac{\varepsilon}{l} + && + C_3 \frac{\varepsilon}{l}\\
&x = l,\ w(x=l) = \Delta = \psi l = && C_1 \sin\varepsilon && + C_2 \cos\varepsilon + C_3\varepsilon + C_4\\
&x = l,\ w'(x=l) = \varphi_k = && C_1 \frac{\varepsilon}{l}\cos\varepsilon && - C_2 \frac{\varepsilon}{l}\sin\varepsilon + C_3 \frac{\varepsilon}{l}.
\end{aligned} \tag{8.48}$$

Din condițiile specificate mai sus sunt obținute următoarele expresii pentru cele patru constante de integrare:

$$C_1 = l\,\frac{1}{\varepsilon}\,\frac{(\varphi_i - \varphi_k)(1 - \cos\varepsilon) + (\psi_{ik} - \varphi_i)\,\varepsilon\sin\varepsilon}{2(1 - \cos\varepsilon) - \varepsilon\sin\varepsilon}$$

$$C_2 = l\frac{1}{\varepsilon}\,\frac{(\varphi_i - \varphi_k)(\varepsilon - \sin\varepsilon) + (\psi_{ik} - \varphi_i)\,\varepsilon(1 - \cos\varepsilon)}{2(1 - \cos\varepsilon) - \varepsilon\sin\varepsilon} = -C_4 \qquad (8.49)$$

$$C_3 = l\,\frac{1}{\varepsilon}\,\frac{(\varphi_i - \varphi_k)(1 - \cos\varepsilon) - \psi_{ik}\cdot\varepsilon\cdot\sin\varepsilon}{2(1 - \cos\varepsilon) - \varepsilon\cdot\sin\varepsilon}.$$

Relațiile pentru momentele de capăt ale grinzii dublu încastrate de ordinul doi rezultă din relațiile:

$$M_{ik} = M(0) = -EIw''(0) \text{ și } M_{ki} = -M(l) = +EIw''(l) \qquad (8.50)$$

introducând în aceste relații constantele prin expresiile de mai sus și ordonând termenii în vederea obținerii unor relații de tipul (8.14 a) și (8.15 a) se obține:

$$M_{ik} = A_{ik}\cdot\varphi_i + B_{ik}\varphi_k - (A_{ik} + B_{ik})\psi_{ik} + \overline{M}^0_{ik} \qquad (8.51)$$

$$M_{ki} = A_{ki}\cdot\varphi_k + B_{ki}\cdot\varphi_i - (A_{ki} + B_{ki})\psi_{ik} + \overline{M}^0_{ki} \qquad (8.52)$$

În aceste relații mărimile A și B rezultă din următoarele expresii:

$$A = \frac{EI}{l}\,A' = \frac{EI}{l},\ \frac{\varepsilon(\sin\varepsilon - \varepsilon\cos\varepsilon)}{2(1 - \cos\varepsilon - \varepsilon\cdot\sin\varepsilon} \cong \frac{EI}{l}\,4\,\frac{1 - \varepsilon^2/_{10}}{1 - \varepsilon^2/_{15}} \to \varepsilon = 0\ A = 4\,\frac{EI}{l}$$

$$B = \frac{EI}{l}\,B' = \frac{EI}{l}\,\frac{\varepsilon(\varepsilon - \sin\varepsilon)}{2(1 - \cos\varepsilon) - \varepsilon\cdot\sin\varepsilon} \cong \frac{EI}{l}\,2\,\frac{1 - l^2/_{20}}{1 - \varepsilon^2/_{15}} \to \varepsilon = 0\ B = 2\,\frac{EI}{l}. \qquad (8.53)$$

Momentul de încastrare perfectă de ordinul II la grinda dublu încastrată rezultă din relațiile

– pentru o încărcare uniform distribuită q

$$\overline{M}^0_{ik} = -ql^2\,\frac{1}{\varepsilon^2}\left[1 - \frac{1}{2}(A' - B')\right] \qquad (8.54)$$

$$\overline{M}^0_{ki} = +ql^2\,\frac{1}{\varepsilon^2}\left[1 - \frac{1}{2}(A' - B')\right] \qquad (8.55)$$

– pentru o încărcare cu o forță concentrată P la distanța ξl de reazemul i și $\xi' l$ de reazemul k

$$\overline{M}^0_{ik} = -Pl\,\frac{1}{\varepsilon^2}\left[\left(\frac{\sin\varepsilon\xi'}{\sin\varepsilon} - \xi'\right)A' - \left(\frac{\sin\varepsilon\xi}{\sin\varepsilon} - \xi\right)B'\right] \qquad (8.56)$$

$$\overline{M}^0_{ki} = +Pl\,\frac{1}{\varepsilon^2}\left[\left(\frac{\sin\varepsilon\xi}{\sin\varepsilon} - \xi\right)A' - \left(\frac{\sin\varepsilon\xi}{\sin\varepsilon} - \xi'\right)B'\right]. \qquad (8.57)$$

Forțele tăietoare de ordinul II la grinda dublu încastrată, rezultă din următoarele relații:

$$T_{ik} = -ETw'''(0) - Dw'(0) \qquad (8.58)$$

$$T_{ki} = -EIw'''(l) - Dw'(l) \qquad (8.59)$$

introducând în derivatele w''' și w' constantele (8.49) și ordonând termenii se obține

$$T_{ik} = T_{ki} = -D\psi_{ik} - \frac{1}{2}(A + B)(\varphi_i + \varphi_k - 2\psi_{ik}) + \overline{T}^0_{ik} \qquad (8.60)$$

în care pentru încărcarea q uniform repartizată

$$\overline{T}^0_{ik} = \frac{ql}{2} - \frac{\overline{M}^0_{ik} + \overline{M}^0_{kl}}{l} \qquad (8.61)$$

pentru încărcarea cu forța concentrată P

$$\overline{T}^0_{ik} = P\cdot\xi' - \frac{\overline{M}^0_{ik} + \overline{M}^0_{ki}}{l}. \qquad (8.62)$$

8.3.2. GRINDA ÎNCASTRATĂ LA UN CAPĂT ȘI CU ARTICULAȚIE LA CELĂLALT CAPĂT

Se poate proceda în mod analog înlocuind însă ultima ecuație din sistemul (8.48) cu ecuația:

$$\frac{M_{ki}}{EI} = -w'''(l) = C_1\,\frac{\varepsilon^2}{l^2}\sin\varepsilon + C_2\,\frac{\varepsilon^2}{l^2}\cos\varepsilon = 0. \qquad (8.63)$$

După determinarea constantelor, ca și în cazul precedent, expresia momentului M_{lk} rezultă din relația (8.50)

$$M_{ik} = C(\varphi_i - \psi_{ik}) + \overline{M}^0_{ik} \qquad (8.64)$$

în care

$$C = \frac{A^2 + B^2}{4} = \frac{EI}{l}\cdot C' = \frac{EI}{l}\,\frac{\varepsilon^2\sin\varepsilon}{\sin\varepsilon - \varepsilon\cos\varepsilon} \cong \frac{EI}{l}\,3\,\frac{1 - \varepsilon^2/_6}{1 - \varepsilon^2/_{10}} \qquad (8.65)$$

pentru $\varepsilon = 0$, $C = \frac{ET}{l}\cdot 3$ (vezi 8.17)

în cazul unei încărcări q uniform repartizate (fig. 8.14 a)

$$\overline{M}^0_{ik} = -ql^2\,\frac{1}{2A'} \qquad (8.66)$$

în cazul unei forțe concentrate P (fig. 8.14 b)

$$\overline{M}^0_{ik} = -Pl\,\frac{1}{\varepsilon^2}\left(\frac{\sin\xi'}{\sin\varepsilon} - \xi'\right)l. \qquad (8.67)$$

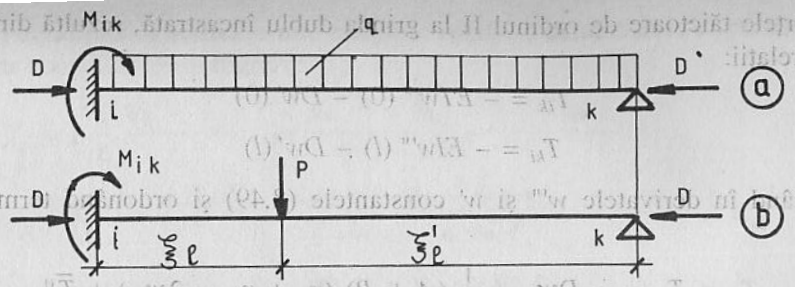


Fig. 8.14. Schema de calcul

Forţele tăietoare rezultă aplicând relaţiile (8.58) şi (8.59)

$$T_{ik} = T_{ki} = -D\psi_{ik} - \frac{C}{l}(\varphi_i - \psi_{ik}) + \overline{T}^0_{ik} \tag{8.68}$$

în care

$$\overline{T}^0_{ik} = T^0_{ik} - \frac{\overline{M}^0_{ik}}{l}. \tag{8.69}$$

T^0_{ik} este forţa tăietoare la grinda simplu rezemată $ql/2$ respectiv $p\xi'$.

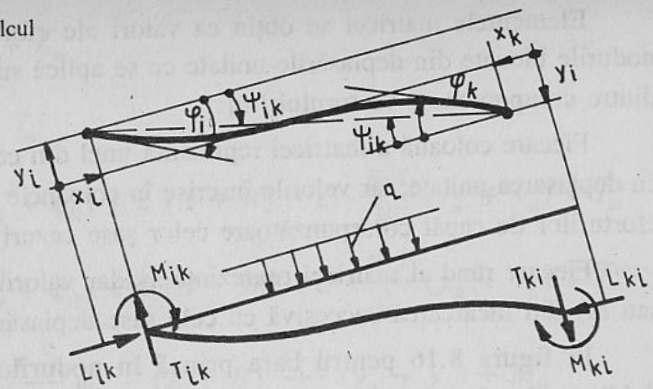
8.4. METODA MATRICELOR DE RIGIDITATE

Introducerea calculului static automatizat al structurilor formate din bare prin folosirea calculatorului electronic, implică o formulare compactă a relaţiilor dintre deformaţii, necunoscutele problemei în cazul metodei deformaţiilor şi eforturi [5.9] [5.10] [5.11].

În concepţia de discretizare, structura de rezistenţă se consideră formată din două tipuri de elemente: noduri şi bare. Nodurile considerate ca elemente independente sunt reperate prin coordonatele lor. În noduri sunt concentrate efectele încărcărilor care acţionează pe lungimea barelor precum şi momente direct aplicate. Ca noduri pot fi considerate şi unele secţiuni intermediare ale barelor, de exemplu secţiunea de la mijlocul deschiderii, dacă în aceste secţiuni se doreşte cunoaşterea deformaţiilor şi a eforturilor. Barele ca element finit de bară sunt reperate prin coordonatele nodurilor între care se găsesc, prin caracterul legăturilor de la cele două capete, lungimea barei şi rigiditatea la efort axial EA şi la încovoiere EI.

Rezolvarea problemei se conduce în două etape şi anume un studiu în sistemul de axe local şi apoi asamblarea barelor în structură în sistemul de axe global. Asamblarea constă în verificarea condiţiei de echilibru static: inversele eforturilor de pe capetele de bară a tuturor barelor prinse în nod trebuie să echilibreze eforturile aplicate în nod, şi verificarea condiţiei de compatibilitate în baza căruia deplasările tuturor capetelor de bară prinse rigid în nod sunt identice cu deplasările nodului.

Fig. 8.15. Schema de calcul



Pentru elementul de bară scos din structură între nodurile $i - k$, în sistemul de axe local (figura 8.15), relaţia dintre solicitări şi deformaţii scrisă în formă matriceală este

$$[S] = [k] \cdot [v] + [\overline{S}] \tag{8.70}$$

în care

$[S]$ - reprezintă matricea coloană a celor trei eforturi de capăt L, T şi M pentru fiecare nod i şi k (8.71 *a*)

$[v]$ – reprezintă matricea coloană a celor trei deplasări x, y şi φ pentru fiecare nod i şi k (8.71 *b*)

$[k]$ – reprezintă matricea de rigiditate

$[\overline{S}]$ – reprezintă vectorul încărcărilor exterioare concentrate în nod ($\overline{L}$, $\overline{T}$ şi $\overline{M}$). (8.71 *c*)

$$|S| = \begin{vmatrix} L_{ik} \\ T_{ik} \\ M_{ik} \\ L_{ki} \\ T_{ki} \\ M_{ki} \end{vmatrix} \quad |v| = \begin{vmatrix} x_{ik} \\ y_{ik} \\ \varphi_{ik} \\ x_{ki} \\ y_{ki} \\ \varphi_{ki} \end{vmatrix} \quad |\overline{S}| = \begin{vmatrix} \overline{L}_{ik} \\ \overline{T}_{ik} \\ \overline{M}_{ik} \\ \overline{L}_{ki} \\ \overline{T}_{ki} \\ \overline{M}_{ki} \end{vmatrix} . \tag{8.71, a, b, c}$$

Ecuaţia (8.70) scrisă dezvoltat pentru bara $i - k$ în sistemul de axe local este prezentată în (8.72)

$$\begin{bmatrix} L_{ik} \\ T_{ik} \\ M_{ik} \\ L_{ki} \\ T_{ki} \\ M_{ki} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{21} & k_{31} & k_{41} & k_{51} & k_{61} \\ k_{12} & k_{22} & k_{32} & k_{42} & k_{52} & k_{62} \\ k_{13} & k_{23} & k_{33} & k_{43} & k_{53} & k_{63} \\ k_{14} & k_{24} & k_{34} & k_{44} & k_{54} & k_{64} \\ k_{15} & k_{25} & k_{35} & k_{45} & k_{55} & k_{65} \\ k_{16} & k_{26} & k_{36} & k_{46} & k_{56} & k_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_{ik} \\ y_{ik} \\ \varphi_{ik} \\ x_{ki} \\ y_{ki} \\ \varphi_{ki} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \overline{L}_{ik} \\ \overline{T}_{ik} \\ \overline{M}_{ik} \\ \overline{L}_{ki} \\ \overline{T}_{ki} \\ \overline{M}_{ki} \end{bmatrix} . \tag{8.72}$$

Elementele matricei se obțin ca valori ale eforturilor de capăt la bara cu nodurile blocate din deplasările-unitate ce se aplică succesiv pe direcția fiecăreia dintre componentele vectorului $|v|$.

Fiecare coloană a matricei reprezintă unul din cele șase cazuri de încărcare cu deplasarea-unitate, iar valorile înscrise în coloanele matricei reprezintă valorile eforturilor de capăt corespunzătoare celor șase cazuri de încărcare.

Fiecare rând al matricei reprezintă așadar valorile unui efort de capăt (L, T sau M) din încărcarea succesivă cu cele șase deplasări-unitate.

În figura 8.16 pentru bara prinsă în nodurile i și k cu lungimea l și rigiditatea la eforturi axiale EA și la încovoiere EI, sunt prezentate cele șase cazuri de încărcare cu deplasările-unitate respective.

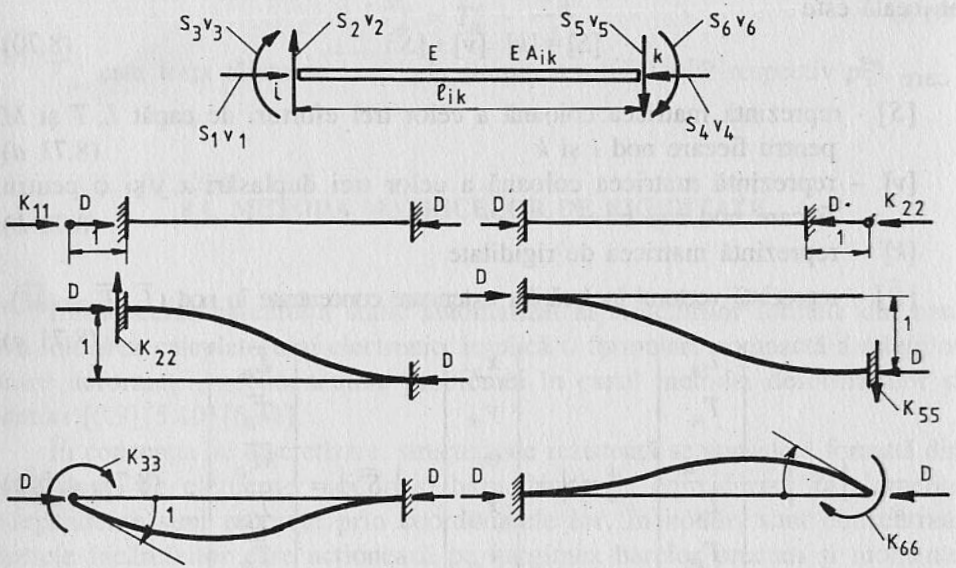


Fig. 8.16. Schema de calcul

Termenii în matricea coeficienților vor fi scriși pentru calculul de ordinul II folosind relațiile (8.51) și (8.52) pentru momente și (8.60) pentru forțe tăietoare cu expresiile pentru A și B din relațiile (8.58). În relațiile (8.51), (8.52) și (8.60) a fost înlocuită rotirea axei barei ψ prin

$$\psi_{ik} = \frac{\Delta}{l_{ik}} = \frac{y_{ik} + y_{ki}}{l_{ik}} \text{ și } D\psi_{ik} = \varepsilon^2 \frac{EI}{l_{ik}^3}(y_{ik} + y_{ki})$$

Cu aceste înlocuiri eforturile de capăt de bară în funcție de deformații, necunoscutele problemei, x_{ik}, x_{ki}, y_{ik}, y_{ki}, φ_i și φ_k, rezultă:

$$\left.\begin{aligned}
L_{ik} &= \frac{E\cdot A}{l_{ik}}(x_{ik} + x_{ki}) + \overline{L}_{ik}\\
L_{ki} &= \frac{E\cdot A}{l_{ki}}(x_{ik} + x_{ki}) + \overline{L}_{ki}\\
T_{ik} &= (A' + B')\frac{E\cdot I}{l_{ik}^2}(\varphi_{ik} + \varphi_{ki}) + 2(A' + B') - \varepsilon^2\cdot\frac{E\cdot I}{l_{ik}^3}(y_{ik} + y_{ki}) + \overline{T}_{ik}^0\\
T_{ki} &= (A' + B')\frac{E\cdot I}{l_{ik}^2}(\varphi_{ki} + \varphi_{ik}) + 2(A' + B') - \varepsilon^2\cdot\frac{E\cdot I}{l_{ik}^3}(y_{ik} + y_{ki}) + \overline{T}_{ki}^0\\
M_{ik} &= A'\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ik} + B'\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ki} - (A' + B')\frac{E\cdot I}{l_{ik}^2}(y_{ik} + y_{ki}) + \overline{M}_{ik}\\
M_{ki} &= B'\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ki} + A'\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ik} - (A' + B')\frac{E\cdot I}{l_{ik}^2}(y_{ik} + y_{ki}) + \overline{M}_{ki}
\end{aligned}\right\} \quad (8.73)$$

A' și B' rezultă din (8.53).

Pentru calculul de ordinul I, cu $\varepsilon = 0$, aceste relații devin:

$$\left.\begin{aligned}
L_{ik} &= L_{ki} = \frac{E\cdot A}{l_{ik}}(x_{ik} + x_{ki}) + \overline{L}_{ik}^0\\
T_{ik} &= T_{ki} = -6\frac{E\cdot I}{l_{ik}}(\varphi_{ik} + \varphi_{ki}) + 12\frac{E\cdot I}{l_{ik}}(y_{ik} + y_{ki}) + \overline{T}_{ik}^0\\
M_{ik} &= 4\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ik} + 2\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ki} - 6\frac{E\cdot I}{l_{ik}^2}(y_{ik} + y_{ki}) + \overline{T}_{ik}^0\\
M_{ki} &= 2\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ik} + 4\frac{E\cdot I}{l_{ik}}\varphi_{ki} - 6\frac{E\cdot I}{l_{ik}^2}(y_{ik} + y_{ki}) + \overline{T}_{ik}^0
\end{aligned}\right\} \quad (8.74)$$

În relația (8.75) este prezentată matricea de rigiditate pentru bara dublu încastrată, pentru calculul de ordinul I, în sistemul de axe local

$$[k] = \left[\begin{array}{ccc|ccc}
\frac{E\cdot A}{l} & 0 & 0 & \frac{E\cdot A}{l} & 0 & 0\\
0 & +\frac{12E\cdot I}{l^3} & -\frac{6E\cdot I}{l^2} & 0 & +\frac{12E\cdot I}{l^3} & -\frac{6E\cdot I}{l^2}\\
0 & -\frac{6E\cdot I}{l^2} & +\frac{4E\cdot I}{l} & 0 & -\frac{6E\cdot I}{l^2} & +\frac{2E\cdot I}{l}\\
\hline
\frac{E\cdot A}{l} & 0 & 0 & \frac{E\cdot A}{l} & 0 & 0\\
0 & +\frac{12E\cdot I}{l^3} & -\frac{6E\cdot I}{l^2} & 0 & +\frac{12E\cdot I}{l^3} & -\frac{6E\cdot I}{l^2}\\
0 & -\frac{6E\cdot I}{l^2} & +\frac{2E\cdot I}{l} & 0 & -\frac{6E\cdot I}{l^2} & +\frac{4E\cdot I}{l}
\end{array}\right]. \quad (8.75)$$

În cazul calculului de ordinul II pentru bara dublu încastrată, de asemenea în sistemul de axe local, folosind relațiile dintre eforturile de capăt și deformații (8.73) matricea de rigiditate este prezentată în (8.76)

$$\left[\begin{array}{ccc|ccc}
\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\
0 & \left[2(A'+B')-\varepsilon^2\right]\frac{EI}{l^3} & -(A'+B')\frac{EI}{l^2} & 0 & \left[2(A'+B')-\varepsilon^2\right]\frac{EI}{l^3} & -(A'+B')\frac{EI}{l^2} \\
0 & -(A'+B')\frac{EI}{l^2} & A'\frac{EI}{l} & 0 & -(A'+B')\frac{EI}{l^2} & B'\frac{EI}{l} \\
\hline
\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{E\cdot A}{l} & 0 & 0 \\
0 & \left[2(A'+B')-\varepsilon^2\right]\frac{EI}{l^3} & -(A'+B')\frac{EI}{l^2} & 0 & \left[2(A'+B')-\varepsilon^2\right]\frac{EI}{l^3} & -(A'+B')\frac{EI}{l^3} \\
0 & -(A'+B')\frac{EI}{l^2} & B'\frac{EI}{l} & 0 & -(A'+B')\frac{EI}{l^2} & A'\frac{EI}{l}
\end{array}\right] . \tag{8.76}$$

Pentru întreaga structură se introduce un sistem ortogonal de axe, numit sistem global în care fiecare bară din sistemul local este precizată prin unghiul α. Între eforturile de capăt și deformațiile din sistemul local (L, T, M, x, y și φ) (fig. 8.15) și eforturile de capăt și deformații în sistemul global ($H, V, H, \xi, \eta, \varphi$) (fig. 8.17) sunt valabile următoarele relații matriceale:

$$\begin{bmatrix} L \\ T \\ M \end{bmatrix} = [u] \begin{bmatrix} H \\ V \\ M \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} x \\ y \\ \varphi \end{bmatrix} = [u] \begin{bmatrix} \xi \\ \eta \\ \varphi \end{bmatrix} \tag{8.77}$$

în care matricea de transformare $[u]$ rezultă din (8.78)

$$[u] = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{8.78}$$

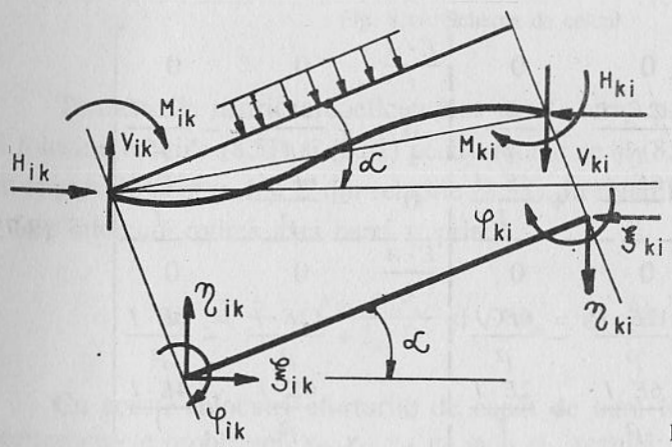


Fig. 8.17. Schema de calcul

Matricea de rigiditate $[k]$ poate fi descompusă în submatrice, așa cum rezultă din comparațiile dintre relațiile (8.75) respectiv (8.76) și relația (8.79)

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ik} \\ k_{ki} & k_{kk} \end{bmatrix} \tag{8.79}$$

și având în vedere relația (8.70) se poate scrie

$$\begin{bmatrix} S_i \\ S_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ik} \\ k_{ki} & k_{kk} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_i \\ v_k \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{S}_i \\ \bar{S}_k \end{bmatrix}. \tag{8.80}$$

Cu această relație (8.80) condițiile scrise de exemplu pentru nodul i vor fi:

$$\begin{bmatrix} L_{ik} \\ T_{ik} \\ M_{ik} \end{bmatrix} = [k_{ii}] \begin{bmatrix} x_{ik} \\ y_{ik} \\ \varphi_{ik} \end{bmatrix} + [k_{ik}] \begin{bmatrix} x_{ki} \\ y_{ki} \\ \varphi_{ki} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{L}_{ik} \\ \bar{T}_{ik} \\ \bar{M}_{ik} \end{bmatrix} \tag{8.81 a}$$

și pentru nodul k

$$\begin{bmatrix} L_{ki} \\ T_{ki} \\ M_{ki} \end{bmatrix} = [k_{ki}] \begin{bmatrix} x_{ik} \\ y_{ik} \\ \varphi_{ik} \end{bmatrix} + [k_{kk}] \begin{bmatrix} x_{ki} \\ y_{ki} \\ \varphi_{ki} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{L}_{ki} \\ \bar{T}_{ki} \\ \bar{M}_{ki} \end{bmatrix} \tag{8.81 b}$$

trecând din sistemul local la sistemul global, introducând relațiile de transformare (8.77), relațiile (8.81) devin:

$$\begin{bmatrix} H_{ik} \\ V_{ik} \\ M_{ik} \end{bmatrix} = [u]^{-1}[k_{ii}][u] \begin{bmatrix} \xi_{ik} \\ \eta_{ik} \\ \varphi_{ik} \end{bmatrix} + [u]^{-1}[k_{ik}][u] \begin{bmatrix} \xi_{ki} \\ \eta_{ki} \\ \varphi_{ki} \end{bmatrix} + [u] \begin{bmatrix} \bar{L}_{ik} \\ \bar{T}_{ik} \\ \bar{M}_{ik} \end{bmatrix} \tag{8.82 a}$$

$$\begin{bmatrix} H_{ki} \\ V_{ki} \\ M_{ki} \end{bmatrix} = [u]^{-1}[k_{ki}][u] \begin{bmatrix} \xi_{ik} \\ \eta_{ik} \\ \varphi_{ik} \end{bmatrix} + [u]^{-1}[k_{kk}][u] \begin{bmatrix} \xi_{ki} \\ \eta_{ki} \\ \varphi_{ki} \end{bmatrix} + [u] \begin{bmatrix} \bar{L}_{ki} \\ \bar{T}_{ki} \\ \bar{M}_{ki} \end{bmatrix} \tag{8.82 b}$$

În relația (8.83) sunt dați termenii matricei de rigiditate în sistemul global cu următoarele notații:

$$\sin \alpha = s, \cos \alpha = c$$

$$A = A' \frac{EI}{l}, \quad B = B' \frac{EI}{l}, \quad C = -(A' + B) \frac{EI}{l}$$

$$D = \left[2(A' + B') - \varepsilon^2\right] \frac{EI}{l} \quad E = \frac{EI}{l}$$

$$\begin{bmatrix} H_{ik} \\ V_{ik} \\ M_{ik} \\ H_{ki} \\ V_{ki} \\ M_{ki} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c^2E + s^2D & cs(E - D) & -sc \\ cs(E - D) & c^2E - c^2D & cC \\ -sC & cC & A \\ c^2E - s^2D & cs(E - D) & -sC \\ cs(E - D) & s^2E - c^2D & cC \\ -sC & cC & B \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \xi_{ik} \\ \eta_{ik} \\ \varphi_{ik} \\ \xi_{ik} \\ \eta_{ik} \\ \varphi_{ik} \end{bmatrix} +$$

$$+ \begin{bmatrix} c^2E + s^2D & cs(E - D) & -sc \\ cs(E - D) & s^2E - c^2D & cC \\ -sC & cC & B \\ c^2E - s^2D & cs(E - D) & -sC \\ cs(E - D) & s^2E - c^2D & cC \\ -sC & cC & A \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \xi_{ki} \\ \eta_{ki} \\ \varphi_{ki} \\ \xi_{ki} \\ \eta_{ki} \\ \varphi_{ki} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c\bar{L}_{ik} - s\bar{T}_{ik} \\ s\bar{L}_{ik} - c\bar{T}_{ik} \\ \bar{M}_{ik} \\ c\bar{L}_{ki} - s\bar{T}_{ki} \\ s\bar{L}_{ki} - c\bar{T}_{ki} \\ \bar{M}_{ki} \end{bmatrix} \cdot \qquad (8.83)$$

O dată ce matricea de rigiditate a structurii a fost determinată, rezolvarea sistemului de ecuații (8.70) se reduce la aflarea deformațiilor, necunoscutele problemei, din relația (8.84)

$$[X] = -[A]^{-1}[C] \qquad (8.84)$$

în care $[X]$ este matricea coloană a necunoscutelor, A^{-1} este inversa matricei coeficienților, (matricea de rigiditate $[A]$) și $[C]$ matricea coloană a termenilor liberi.

Pentru inversarea matricei de rigiditate sunt dezvoltate mai multe metode: Gauss, Cholesky, Gauss-Jordan.

În cazul structurilor spațiale la fiecare capăt de bară se dezvoltă câte șase eforturi: o forță axială, două forțe tăietoare T_y și T_z, două momente de încovoiere M_y și M_z și un moment de torsiune M_{yz}. Din încărcările aplicate pe rând cu deplasările unitate datorită celor șase eforturi, trei deplasări și trei rotiri se obțin eforturile de capăt corespunzătoare. Înscriind aceste eforturi în coloanele corespunzătoare se obține matricea de rigiditate (tabelul 8.4).

Tabelul 8.4

$$[k_i] = \begin{bmatrix}
\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & \frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{l^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{l^2} \\
0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{l^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{l^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{l^2} & 0 \\
0 & 0 & 0 & \frac{GI_t}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GI_t}{l} & 0 & 0 \\
0 & 0 & -\frac{6EI_y}{l^2} & 0 & \frac{4EI_y}{l} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{l^2} & 0 & \frac{2EI_y}{l} & 0 \\
0 & \frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{l} & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{l} \\
-\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & -\frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2} & 0 & \frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2} \\
0 & 0 & -\frac{12EI_y}{l^3} & 0 & \frac{6EI_y}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & \frac{6EI_y}{l^2} & 0 \\
0 & 0 & 0 & -\frac{GI_t}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI_t}{l} & 0 & 0 \\
0 & 0 & \frac{6EI_y}{l^2} & 0 & \frac{2EI_y}{l} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{l^2} & 0 & \frac{4EI_y}{l} & 0 \\
0 & \frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{l} & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{l}
\end{bmatrix}$$

Ca și în cazul calculului plan matricea scrisă în sistemul de axe local trebuie trecută prin înmulțirea cu matricea de transformare în sistemul global și apoi prin inversiune necunoscutele pot fi determinate din ecuații de forma (8.83).

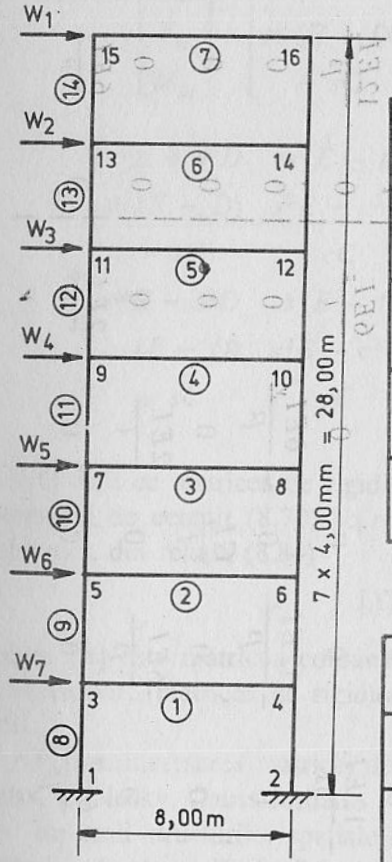
Exemplu numeric 8.1

Să se calculeze cadrul multietajat cu noduri rigide (fig. 8.18) la încărcări verticale și orizontale.

Încărcări de calcul verticale totale

pe rigla 7 $q = 12{,}5$ kN/m

pe rigla 1 ÷ 6 $q = 25{,}0$ kN/m



Rigla

Număr	A cm^2	I_y cm^4
① , ②	118,0	29210
③ , ④	97,0	19610
⑤ , ⑥	77,7	12510
⑦	69,0	9500

Stâlpi

Număr	A cm^2	I_y cm^4
⑧ , ⑨	161,0	30820
⑩ , ⑪	149,0	25175
⑫ , ⑬ , ⑭	118,0	14920

Fig. 8.18. Exemplu numeric

Încărcări de calcul orizontale (vânt)

$W_1 = 10$ kN

$W_2 = W_3 = W_4 = 20$ kN

$W_5 = W_6 = W_7 = 15$ kN

Rigiditățile elementelor componente ale structurii sunt date în tabelele din (fig. 8.18). Cu aceste valori au fost determinate valorile coeficienților A_{ik}, B_{ik} și D_{ik} cu relațiile (8.4), (8.5) și (8.10).

Valorile acestor coeficienți sunt prezentate în tabelul 8.5.

Efectul încărcării verticale

Tabelul 8.5

Valorile coeficienților A_{ik}, B_{ik} și D_{ik} daN/cm

	Bara	A_{ik}	B_{ik}	D_{ik}
Rigle $l = 8$ m	3–4, 5–6	30 670	15 335	46 005
	7–8, 9–10	20 590	10 295	30 885
	11–12, 13–14	13 135	6 567	19 702
	15–16,	9 975	4 987	14 962
Stâlpi $l = 4$ m	1–3, 3–5	64 722	32 361	97 083
	5–7, 7–9	52 867	26 434	79 301
	9–11, 11–13, 13–15	31 332	15 666	46 998

Valorile momentelor de încastrare din încărcarea verticală considerată uniform repartizată, rezultă din tabelul 8.1 cu $a = \infty$

$$M^0_{3-4} = M^0_{5-6} = \cdots\cdots = M_{13-14} = \frac{25 \times 8{,}0^2}{12} 10^4 = 133{,}33 \cdot 10^4 \text{ daNcm}$$

$$M^0_{15-16} = \frac{12{,}5 \times 8{,}0^2}{12} \cdot 10^4 = 66{,}66 \cdot 10^4 \text{ daNcm.}$$

Efectul simetriei geometrice

Ținând seama de simetria geometrică pentru cazul de încărcare verticală rezultă:

$$\varphi_3 = -\varphi_4,\ \varphi_5 = -\varphi_6 \ \ldots\ \varphi_{15} = -\varphi_{16}$$

Scrierea sistemului de ecuații pentru cazul încărcării verticale

– Nodul 1 fiind încastrat, rotirea $\varphi_1 = 0$ și deci

$$M_{1-3} = B_{3-1} \cdot \varphi_3$$

– Pentru nodul 3 și în mod asemănător și pentru celelalte noduri 5, 7 ..... 15 din ecuația de echilibru $\Sigma M = 0$ rezultă:

$$M_{3-4} + M_{3-1} + M_{3-5} - M^{0}_{3-4} = 0$$

în care:

M_{3-1}, M_{3-5} și M_{3-4} sunt momentele de la capetele barelor prinse în nodul 3

M^{0}_{3-4} – este momentul de încastrare din încărcarea verticală a riglei 3–4

Folosind ecuația (8.32 c) ecuația de echilibru scrisă pentru nodul 3 devine:

$$(S_3 - B_{4-3})\,\varphi_3 + B_{5-3} \cdot \varphi_5 = M^{0}_{3-4}$$

cu valorile din tabela 8.5

$$S_3 = A_{3-1} + A_{3-4} + A_{3-5} = 30670 + 2 \times 64722 = 160114$$

$$S_3 - B_{43} = 160114 - 15335 = 144779$$

ecuația pentru nodul 3 devine:

$$144779\ \varphi_3 + 32361\ \varphi_5 = 133{,}33 \cdot 10^4$$

Pentru nodul 5 ecuația de echilibru $\Sigma M = 0$ va fi:

$$M_{5-3} + M_{5-7} + M_{5-6} - M^{0}_{5-6} = 0$$

și înlocuind momentele prin valori de tipul (8.32 c), ecuația $(\Sigma M)_5 = 0$ devine:

$$32361\ \varphi_3 + 132924\ \varphi_5 + 26434\ \varphi_7 = 133{,}33 \cdot 10^4.$$

În mod asemănător sunt stabilite ecuațiile pentru celelalte noduri.

În tabelul 8.6. este prezentată matricea coeficienților celor 7 ecuații.

Tabelul 8.6

	φ_3	φ_5	φ_7	φ_9	φ_{11}	φ_{13}	φ_{13}	M^0_{ik}
1	144779	32261	–	–	–	-	-	+ 133,44 · 104
5	32261	132924	26434	–	–	–	–	+ 133,33 · 10^4
7	–	26434	116029	26434	–	–	–	+ 133,33 · 10^4
9	–	–	26434	94789	15666	–	–	+ 133,33 · 10^4
11	–	–	–	15666	69231	15666	–	+ 133,33 · 10^4
13	–	–	–	–	15666	69231	15666	+ 133,33 · 10^4
15	–	–	–	–	15666	69231	15666	+ 133,33 · 10^4
15	–	–	–	–	-	15666	36319	+ 66,66 · 10^4

Rezolvarea sistemului de ecuații liniare se poate face prin eliminări succesive sau cu metoda prin aproximării succesive.

Din sistemul de ecuații liniare obținut de forma:

$$a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + a_{13}x_3 + \ldots\ldots + a_{1n}x_n = A_1$$

$$a_{12}x_1 + a_{22}x_2 + a_{23}x_3 + \ldots\ldots + a_{2n}x_n = A_2$$

$$a_{n1}x_1 + a_{n2}x_2 + a_{n3}x_3 + \ldots\ldots + a_{nn}x_n = A_n$$

se rezolvă pe rând din fiecare ecuație necunoscuta principală

(1) $x_1 = A_1/a_{11} - b_1x_2 - c_1x_3 \ldots\ldots x_1x_n$

(2) $x_2 = A_2/a_{22} - b_2x_1 - c_2x_3 \ldots\ldots x_1x_n$

(n) $x_n = A_na_{nm} - a_nx_1 - b_nx_2 - c_nx_3 \ldots\ldots k_{n-1}\,x_{n-1}$

Din ecuația (1) se obține valoarea necunoscutei x_1 considerând valorile celorlalte necunoscute egale cu zero. Această primă valoare determinată pentru x_1 se introduce în ecuația (2) și se deduce valoarea necunoscutei X_2 considerând celelalte necunoscute egale cu zero. Se parcurge astfel primul ciclu al iterației.

Se revine din nou la ecuația (1) introducând valorile necunoscutelor determinate în primul ciclu fără a mai ține seama de temenul liber A_1, care a fost considerat deja în primul ciclu. Se procedează în mod analog și cu celelalte ecuații până la încheierea ciclului doi.

De regulă sunt suficiente trei cicluri de iterație. Valoarea fiecărei necunoscute se obține cu suma valorilor respective în toate ciclurile

$$x_1 = \Delta x_1' + \Delta x_1'' + \Delta x_1'''$$

Aplicând această metodă au fost determinate următoarele valori pentru cele șapte necunoscute φ printr-o iterație cu patru cicluri, valori prezentate în tabelul 8.7.

Pe ultimul rând în tabelul 8.7 sunt date pentru comparație valorile exacte a celor șapte necunoscute.

Tabelul 8.7

	φ_3	φ_5	φ_7	φ_9	φ_{11}	φ_{13}	φ_{15}
I	+ 9,2092	+ 7,7954	+ 9,7153	+ 11,3564	+ 16,6887	+ 15,4820	+ 11,6626
II	– 1,7797	– 1,5005	– 2,2452	– 2,1324	– 3,0220	– 1,9553	+ 0,8433
III	+ 0,7992	+ 0,2526	+ 0,4283	+ 0,3801	+ 0,3565	+ 0,1101	– 0,0475
IV	– 0,0577	– 0,0712	– 0,0704	– 0,0393	– 0,0160	– 0,0071	+ 0,0031
	+ 8,1710	+ 6,4763	7,8280	9,5648	13,807	13,6297	12,4615
Valori exacte	7,736	6,599	7,818	9,551	14,107	13,195	12,660

Cu valorile determinate ale necunoscutelor φ, vor putea fi calculate valorile momentelor de încovoiere la capetele tuturor barelor, rigle și stâlpi, care formează structura cadrului cu noduri rigide.

În rigle (relația 8.13 a)

$$M_{ik} = M_{ik}^0 + A_{ik} \cdot \varphi_i + B_{ik} \cdot \varphi_k$$

În stâlpi (relația 8.6)

$$M_{ik} = A_{ik}\, \varphi_i + B_{ik} \cdot \varphi_k$$

și forțele tăietoare (relația 8.14)

$$T_{ik} = T_{ik}^0 + \frac{M_{ik} + M_{ki}}{l_{ik}}.$$

Cu M_{ik}^0 = 133,33 kNm pentru riglele 1 ÷ 6

M_{ik}^0 = 66,66 kNm pentru rigla 7

și cu valorile momentelor la grinda simplu rezemată la mijlocul deschiderii

$$M_m^0 = \frac{25 \times 8^2}{8} \text{ 200 kNm, resp. } M_m^0 = \frac{12{,}5 \times 8^2}{8} = 100 \text{ kNm}$$

au fost determinate valorile momentelor la capetele și mijlocul tuturor riglelor și a stâlpilor. Aceste valori sunt prezentate în tabelul 8.8.

Tabelul 8.8

Rigle	M_{kNm}	Stâlpi	M_{kNm}	Stâlpi	M_{kNm}
3– 4	– 121,47	1– 3	– 25,03	3– 1	+ 50,07
5– 6	– 123,21	3– 5	– 71,42	5– 3	+ 67,74
7– 8	– 125,28	5– 7	– 55,56	7– 5	+ 58,27
9–10	– 123,50	7– 9	– 66,58	9– 7	+ 71,17
11–12	– 124,07	9–11	– 52,01	11– 9	+ 59,16
13–14	– 124,66	11–13	– 64,87	13–11	+ 63,44
15–16	– 60,35	13–15	– 61,17	15–13	+ 60,33

În figura 8.19 este prezentată diagrama de momente pe întreaga structură din încărcarea verticală.

Pentru rezolvarea statică a cadrelor sunt dezvoltate programe de calcul automat de exemplu: CAPLAN, CADRE, CASE, SAP etc.

Pentru verificarea ordinului de mărime a valorilor momentelor de încovoiere obținute prin calculul automat, poate fi folosită metoda analitică prezentată, cu simplificarea, că rotiri semnificative au numai nodurile riglei încărcate și nodurile structurii legate direct de rigla încărcată, ceea ce reduce în mod substanțial numărul necunoscutelor și simplifică calculul manual.

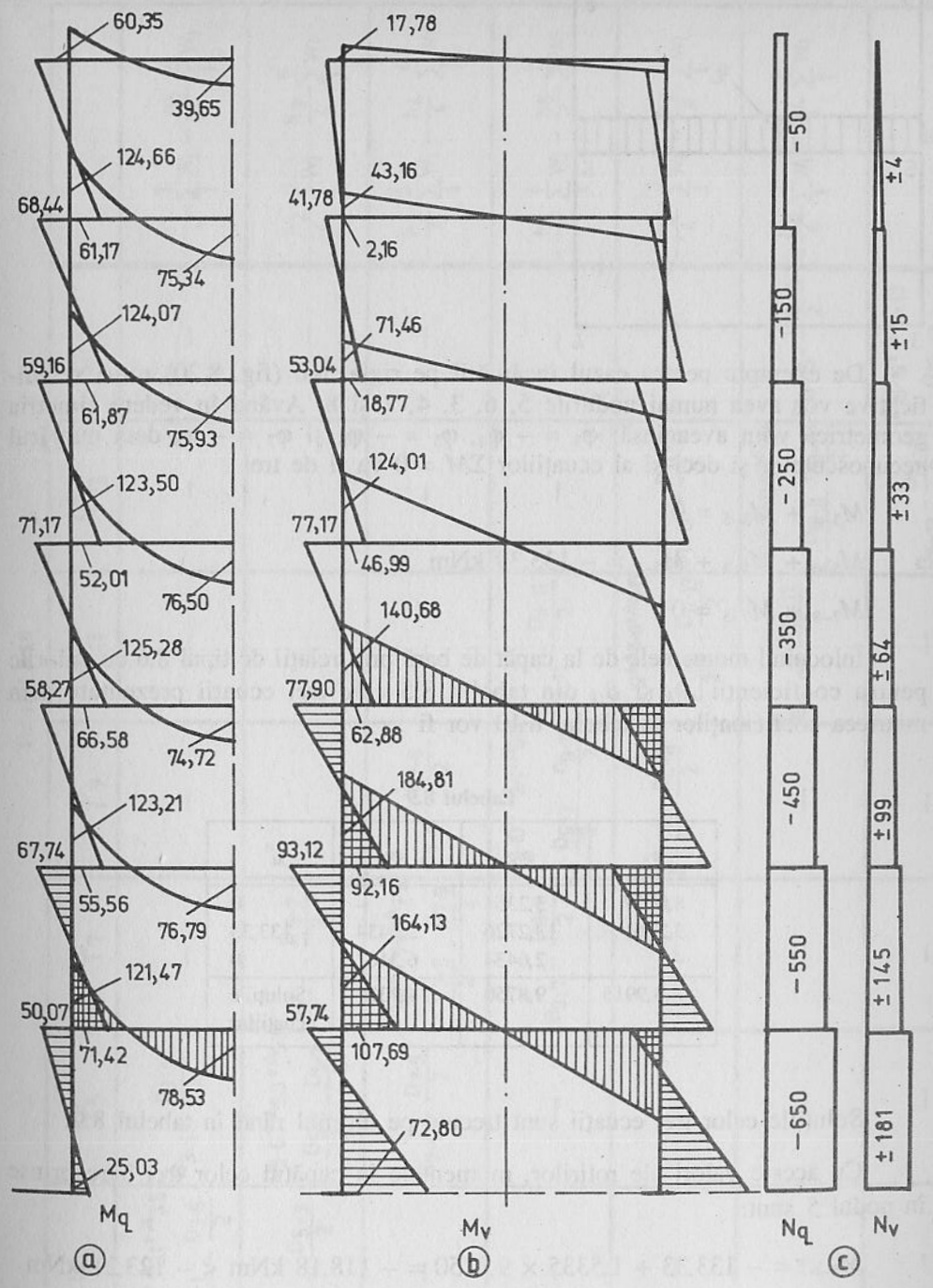


Fig. 8.19. Diagrame de momente și eforturi axiale

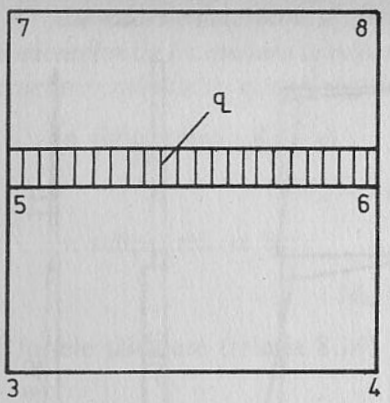


Fig. 8.20. Schema de calcul

De exemplu pentru cazul încărcării pe rigla 5–6 (fig. 8.20) rotiri semnificative vor avea numai nodurile 5, 6, 3, 4, 7 și 8. Având în vedere simetria geometrică vom avea însă: $\varphi_3 = -\varphi_4$, $\varphi_5 = -\varphi_6$ și $\varphi_7 = -\varphi_8$ deci numărul necunoscutelor și deci și al ecuațiilor $\Sigma M = 0$ va fi de trei

$$M_{3-4} + M_{3-5} = 0$$

$$M_{5-6} + M_{5-3} + M_{5-7} = -133{,}39 \text{ kNm}$$

$$M_{7-8} + M_{7-5} = 0$$

Înlocuind momentele de la capăt de bară prin relații de tipul 8.6 cu valorile pentru coeficienții A_{ik} și B_{ik} din tabelul 8.5 cele trei ecuații prezentate prin matricea coeficienților în tabelul 8.10 vor fi

Tabelul 8.9

φ_3	φ_5	φ_7	M^0
8,0057	3,2361	–	0
3,2361	13,2726	2,6434	– 133,33
–	2,6434	6,3162	0
– 3,9915	9,8750	–4,1327	Soluțiile ecuațiilor

Soluțiile celor trei ecuații sunt trecute pe ultimul rând în tabelul 8.9.

Cu aceste valori ale rotirilor, momentele în capătul celor trei bare prinse în nodul 5 sunt:

$$M_{5-6} = -133{,}33 + 1{,}5335 \times 9{,}8750 = -118{,}18 \text{ kNm} < -123{,}21 \text{ kNm}$$

$$M_{5-36} = -6{,}4722 \times 9{,}8750 - 3{,}2361 \times 3{,}9915 = -76{,}83 \text{ kNm} > -67{,}74 \text{ kNm}$$

$$M_{5-7} = 5{,}2867 \times 9{,}8750 - 2{,}6434 \times 4{,}1327 = +41{,}28 \text{ kNm} < 55{,}56 \text{ kNm}$$

Tabelul 8.10

NOD	φ_3	φ_5	φ_7	φ_9	φ_{11}	φ_{13}	φ_{15}	
3	$D_{3-4}+A_{3-1}+A_{3-5} - \frac{D_{3-1}}{2} - \frac{D_{3-5}}{2}$	$B_{3-5} - \frac{D_{3-5}}{2}$	—	—	—	—	—	$-\frac{h_1}{4}\sum_1^7 W_i - \frac{h_2}{4}\sum_1^6 W_i$
5	$B_{5-3} - \frac{D_{5-3}}{2}$	$D_{5-6}+A_{5-3}+A_{5-7} - \frac{D_{5-3}}{2} - \frac{D_{5-7}}{2}$	$B_{5-7} - \frac{D_{5-7}}{2}$	—	—	—	—	$-\frac{h_2}{4}\sum_1^6 W_i - \frac{h_3}{4}\sum_1^5 W_i$
7	—	$B_{7-5} - \frac{D_{7-5}}{2}$	$D_{7-8}+A_{7-5}+A_{7-9} - \frac{D_{7-5}}{2} - \frac{D_{7-9}}{2}$	$B_{7-9} - \frac{D_{7-9}}{2}$	—	—	—	$-\frac{h_3}{4}\sum_1^5 W_i - \frac{h_4}{4}\sum_1^4 W_i$
9	—	—	$B_{9-7} - \frac{D_{9-7}}{2}$	$D_{9-10}+A_{9-7}+A_{9-11} - \frac{D_{9-7}}{2} - \frac{D_{9-11}}{2}$	$B_{9-11} - \frac{D_{9-11}}{2}$	—	—	$-\frac{h_4}{4}\sum_1^4 W_i - \frac{h_5}{4}\sum_1^3 W_i$
11	—	—	—	$B_{9-11} - \frac{D_{9-11}}{2}$	$D_{11-12}+A_{11-9}+A_{11-13} - \frac{D_{11-9}}{2} - \frac{D_{11-13}}{2}$	$B_{11-13} - \frac{D_{11-13}}{2}$	—	$-\frac{h_5}{4}\sum_1^3 W_i - \frac{h_6}{4}\sum_1^2 W_i$
13	—	—	—	—	$B_{13-11} - \frac{D_{13-11}}{2}$	$D_{13-14}+A_{13-11}+A_{13-15} - \frac{D_{13-11}}{2} - \frac{D_{13-15}}{2}$	$B_{13-15} - \frac{D_{13-15}}{2}$	$-\frac{h_6}{4}\sum_1^2 W_i - \frac{h_7}{4}\sum_1^1 W_i$
15	—	—	—	—	—	$B_{15-13} - \frac{D_{15-13}}{2}$	$D_{15-16}+A_{15-13} - \frac{D_{15-13}}{2}$	0

Așa cum rezultă prin acest calcul foarte simplificat valorile momentelor de la capetele barelor diferă cu foarte puțin față de valorile determinate pe structura întreagă.

Observație: Dacă stâlpii sunt prinși de fundație prin articulații, sistemul de ecuații, așa cum este arătat în tabelul 8.2, se completează cu ecuația scrisă pentru nodul 1:

$$M_{1-3} = A_{1-3} \cdot \varphi_1 + B_{3-1} \cdot \varphi_3 = 0$$

Efectul încărcării orizontale din vânt

Scrierea ecuațiilor pentru cadrul cu stâlpii încastrați în fundații și matricea necunoscutelor este prezentat în tabelul 8.10. Față de schema arătată în tabelul 8.3, pentru cazul stâlpilor încastrați, lipsește ecuația pentru nodul 1, deoarece pentru acest nod $\varphi_1 = 0$.

Cu indicațiile din subcapitolul 8.2.10 sunt calculate valorile coeficienților necunoscutelor în cele șapte ecuații.

Matricea valorilor numerice ale coeficienților celor șapte necunoscute φ este redată în tabelul 8.11.

Având în vedere simetria geometrică a structurii, pentru încărcarea orizontală rezultă evident: $\varphi_3 = \varphi_4$, $\varphi_5 = \varphi_6$ ... $\varphi_{15} = \varphi_{16}$

Pentru nodul 3

$$D_{3-4} + A_{3-1} + A_{3-5} - \frac{D_{3-1}}{2} - \frac{D_{3-5}}{2} = 4{,}60 + 6{,}47 \times 2 - \frac{9{,}71}{2} \cdot 2 = 7{,}83$$

$$B_{3-5} - \frac{D_{3-5}}{2} = 3{,}24 - \frac{9{,}71}{2} = -1{,}62$$

Tabelul 8.11

	φ_3	φ_5	φ_7	φ_9	φ_{11}	φ_{13}	φ_{15}	$-\frac{h}{4}\left(\sum_1^6 W_i + \sum_1^5 W_i\right)$
3	7,83	– 1,62	–	–	–	–	–	– 215
5	– 1,62	7,54	– 1,32	–	–	–	–	– 185
7	–	– 1,32	5,73	– 1,32	–	–	–	– 155
9	–	–	– 1,32	5,19	– 0,78	–	–	– 120
11	–	–	–	– 0,78	3,54	– 0,78	–	– 80
13	–	–	–	–	– 0,78	3,54	– 0,78	– 40
15	–	–	–	–	–	– 0,78	2,28	– 10
	– 35,68	– 40,177	– 45,558	– 40,160	– 36,275	– 21,910	– 11,882	

Pentrul nodul 5

$$D_{5-6} + A_{5-3} + A_{5-7} - \frac{D_{5-3}}{2} - \frac{D_{5-7}}{2} = 4{,}60 + 6{,}47 + 5{,}29 - \frac{9{,}71}{2} - \frac{7{,}93}{2} = 7{,}54$$

$$B_{5-7} - \frac{D_{5-7}}{2} = 2{,}64 - \frac{7{,}93}{2} = -1{,}32$$

$$B_{5-8} = -1{,}62$$

În același mod se determină pentru celelalte noduri valorile numerice ale coeficienților necunoscutelor redate în tabelul 8.11.

Termenii liberi trecuți în tabelul 8.11 pentru fiecare ecuație rezultă:

$$-\frac{h}{4}\sum_1^7 W_i - \frac{h}{4}\sum_1^6 W_i = -115 - 100 = -215 \text{ kN}$$

$$-\frac{h}{4}\sum_1^6 W_i - \frac{h}{4}\sum_1^5 W_i = -100 - 85 = -185 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{4}\sum_1^5 W_i - \frac{h}{4}\sum_1^4 W_i = -85 - 70 = -155 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{4}\sum_1^4 W_i - \frac{h}{4}\sum_1^3 W_i = -70 - 50 = -120 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{4}\sum_1^3 W_i - \frac{h}{4}\sum_1^2 W_i = -50 - 30 = -80 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{4}\sum_1^2 W_i - \frac{h}{4}\sum_1^1 W_i = -30 - 10 = -40 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{4}\sum_1^1 W_i = -10 \text{ kN}$$

Pe ultimul rând în tabelul 8.11 sunt date soluțiile celor șapte ecuații, respectiv valorile necunoscutelor φ în cazul încărcării orizontale.

Cu valorile cunoscute a rotirilor φ a celor șapte noduri și ținând seama de valorile coeficienților A_{ik}, B_{ik} și D_{ik} (tabelul 8.5) se determină valorile necunoscutelor ψ din relații de forma (8.40)

$$D_{1-3} \cdot \psi_1 = -\frac{h}{4}\sum_1^7 W_i + \frac{D_{1-3}}{2}\varphi_1 + \frac{D_{3-1}}{2}\varphi_3$$

$$9{,}71\ \psi_1 = -115 + \frac{9{,}71}{2} \cdot 0 + \frac{9{,}71}{2} \cdot 35{,}68$$

$\psi_I = -29{,}68$

$$D_{3-5}\,\psi_{II} = -\sum_{1}^{6} W_i + \frac{D_{3-5}}{2}\varphi_3 + \frac{D_{5-3}}{2}\varphi_5$$

$$9{,}71\,\psi_{II} = -100 - \frac{9{,}71}{2} \times 35{,}68 - \frac{9{,}71}{2} \cdot 40{,}177$$

$\psi_{II} = -48{,}23$

$$D_{5-7}\,\psi_{III} = -\sum_{1}^{5} W_i + \frac{D_{5-7}}{2}\varphi_5 + \frac{D_{7-5}}{2}\varphi_7$$

$$7{,}93\,\psi_{III} = -85 - \frac{7{,}93}{2}\,40{,}177 - \frac{7{,}93}{2} \cdot 45{,}558$$

$\psi_{III} = -53{,}59$

$$D_{7-9}\,\psi_{IV} = -\sum_{1}^{4} W_i + \frac{D_{7-9}}{2}\varphi_7 + \frac{D_{9-7}}{2}\varphi_9$$

$$7{,}93\,\psi_{IV} = -70 - \frac{7{,}93}{2} \cdot 45{,}558 - \frac{7{,}93}{2}\,40{,}160$$

$\psi_{IV} = -51{,}69$

$$D_{9-11}\,\varphi_V = -\sum_{1}^{3} W_i + \frac{D_{9-11}}{2}\varphi_9 + \frac{D_{11-9}}{2}\varphi_{11}$$

$$4{,}70\,\psi_V = -50 - \frac{4{,}70}{2} \cdot 40{,}160 - \frac{4{,}70}{2} \cdot 36{,}275$$

$\psi_V = -48{,}86$

$$D_{11-13}\,\varphi_{VI} = -\sum_{1}^{2} W_i + \frac{D_{11-13}}{2}\varphi_{11} + \frac{D_{13-11}}{2}\varphi_{13}$$

$$4{,}70\,\psi_{VI} = -30 - \frac{4{,}70}{2}\,36{,}275 - \frac{4{,}70}{2} \cdot 21{,}910$$

$\psi_{VI} = -35{,}47$

$$D_{13-15}\,\varphi_{VII} = -\sum_{1}^{1} W_i + \frac{D_{13-15}}{2}\varphi_{13} + \frac{D_{15-13}}{2}\varphi_{15}$$

$$4{,}70\,\psi_{VII} = -10 - \frac{4{,}70}{2} \cdot 21{,}910 - \frac{4{,}70}{2} \cdot 11{,}882$$

$\psi_{VII} = -19{,}02$

Valorile momentelor la capetele de bară se obţin: pentru rigle din relaţiile (8.6) pentru stâlpi din relaţiile (8.11).

1. *Rigle*

$M_{3-4} = -(3{,}067 + 1{,}533) \cdot 35{,}68 = -164{,}13$ kNm

$M_{5-6} = -(3{,}067 + 1{,}533) \cdot 40{,}177 = -184{,}81$ kNm

$M_{7-8} = -(2{,}059 + 1{,}029) \cdot 45{,}558 = -140{,}68$ kNm

$M_{9-10} = -(2{,}059 + 1{,}029) \cdot 40{,}16 = -124{,}01$ kNm

$M_{11-12} = -(1{,}313 + 0{,}657) \cdot 36{,}275 = -71{,}46$ kNm

$M_{13-14} = -(1{,}313 + 0{,}657) \cdot 21{,}91 = -43{,}16$ kNm

$M_{15-16} = -(0{,}997 + 0{,}499) \cdot 11{,}882 = -17{,}78$ kNm

2. *Stâlpi*

[1] $M_{1-3} = -3{,}236 \times 35{,}68 + 9{,}71 \times 29{,}68 = 172{,}80$ kNm

[3]
$M_{3-1} = -6{,}47 \times 35{,}68 + 9{,}71 \times 29{,}68 = 57{,}34$ kNm
$M_{3-5} = -6{,}47 \times 35{,}68 - 3{,}23 \times 40{,}177 + 9{,}71 \times 48{,}23 = 107{,}69$ kNm

[5]
$M_{5-3} = -6{,}47 \times 40{,}177 - 3{,}23 \times 35{,}68 + 9{,}71 \times 48{,}23 = 93{,}12$ kNm
$M_{5-7} = -5{,}29 \cdot 40{,}177 - 2{,}64 \times 45{,}558 + 7{,}93 \times 53{,}59 = 92{,}16$ kNm

[7]
$M_{7-5} = -5{,}29 \times 45{,}558 - 2{,}64 \times 40{,}177 + 7{,}93 \times 53{,}59 = 77{,}90$ kNm
$M_{7-9} = -5{,}29 \times 45{,}558 - 2{,}64 \times 40{,}16 + 7{,}93 \times 51{,}69 = 62{,}88$ kNm

[9]
$M_{9-7} = -5{,}29 \times 40{,}16 - 2{,}64 \times 45{,}558 + 7{,}93 \times 51{,}69 = 77{,}17$ kNm
$M_{9-11} = -3{,}13 \times 40{,}160 - 1{,}57 \times 36{,}275 + 4{,}70 \times 48{,}86 = 46{,}99$ kNm

[11]
$M_{11-9} = -3{,}13 \times 36{,}275 - 1{,}57 \times 40{,}160 + 4{,}70 \times 48{,}86 = 53{,}04$ kNm
$M_{11-13} = -3{,}13 \times 36{,}275 - 1{,}57 \times 21{,}91 + 4{,}70 \times 25{,}47 = 18{,}77$ kNm

[13]
$M_{13-11} = -3{,}13 \times 21{,}914 - 1{,}57 \times 36{,}275 + 4{,}70 \times 35{,}47 = 41{,}18$ kNm
$M_{13-15} = -3{,}13 \times 21{,}910 - 1{,}57 \times 11{,}882 + 4{,}70 \times 19{,}02 = 2{,}16$ kNm

[15] $M_{15-13} = -3{,}13 \times 11{,}882 - 1{,}57 \times 21{,}910 + 4{,}70 \times 19{,}02 = 17{,}80$ kMm

În figura 8.19 b este prezentată diagrama de moment din încărcarea orizontală, din vânt.

În figurile 8.19 c sunt prezentate forţele axiale în stâlpi din cele două încărcări.

Exemplu numeric 8.2

Calculul static al cadrului cu noduri rigide cu dimensiunile precizate în exemplul numeric 8.1 și pentru aceleași încărcări verticale și orizontale, obținut cu programul „CADRE" este prezentat în listingul alăturat.

Solicitările sunt date în tone respectiv tone-metri.

Corespondența rezultatelor numerice în cele două exemple este perfectă.

Pachetul de programe „BIBCO"

Calculul static și seismic al cadrelor plane

Programul *CADRE*

Autori: Mat. Dan Cocora, Ing. Tiberiu Cornea, Mat. Neculina Balosache IPCT S.A. București Str. T. Arghezi nr. 21, Sector 2, Tel. 11 78 50/170

Memorie disponibilă = 100 000 (cuv.)

Aplicația: CADRU CT1

Date generale

NR. BARE	NB	=	21
NR. NODURI	NJ	=	16
NR. NODURI BLOCATE	NJB	=	2
NR. ETAJE	NET	=	0
NR. REAZEME ELAST	NJEL	=	0
NR. PR. MAT.	ISE	=	0
NR. PR. ELAST	ISK	=	0
NR. PR. GEOM.	ISP	=	7
NR. IPOTEZE	NIP	=	2
NR. COMBINAȚII	NCO	=	0
MODUL ELASTICITATE	E	=	2 100 000 (KGF/CM2)
RAPORT E. AXIAL/E. INC	CE	=	1 000

COORDONATELE NODURILOR (CM)

NODUL	X	Y
1	.0	.0
2	800.0	.0
3	.0	400.0
4	800.0	400.0
5	.0	800.0
6	800.0	800.0
7	.0	1200.0
8	800.0	1200.0
9	.0	1600.0
10	800.0	1600.0
11	.0	2000.0
12	800.0	2000.0
13	.0	2400.0
14	800.0	2400.0
15	.0	2800.0
16	800.0	2800.0

CARACTERISTICI GEOMETRICE ALE SECȚIUNILOR

IP	B	H	A	AF	IZ
1	.0	.0	118.0	118.0	29210.
2	.0	.0	97.1	97.1	19610.
3	.0	.0	78.0	78.0	12510.
4	.0	.0	69.0	69.0	9500.
5	.0	.0	161.0	161.0	30820.
6	.0	.0	149.0	149.0	25175.
7	.0	.0	118.0	118.0	14920.

CARACTERISTICILE BARELOR:

BARA	JJ	JK	IE	IP	IK1	IK2	DX1	DY1	DX2	DY2	L
1	3	4	1	1	1	1	.0	.0	.0	.0	800.0
2	5	6	1	1	1	1	.0	.0	.0	.0	800.0
3	7	8	1	2	1	1	.0	.0	.0	.0	800.0
4	9	10	1	2	1	1	.0	.0	.0	.0	800.0
5	11	12	1	3	1	1	.0	.0	.0	.0	800.0
6	13	14	1	3	1	1	.0	.0	.0	.0	800.0
7	15	16	1	4	1	1	.0	.0	.0	.0	800.0
8	1	3	1	5	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
9	3	5	1	5	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
10	5	7	1	6	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
11	7	9	1	6	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
12	9	11	1	7	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
13	11	13	1	7	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
14	13	15	1	7	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
15	2	4	1	5	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
16	4	6	1	5	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
17	6	8	1	6	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
18	8	10	1	6	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
19	10	12	1	7	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
20	12	14	1	7	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0
21	14	16	1	7	1	1	.0	.0	.0	.0	400.0

Noduri blocate

NODUL	RL1	RL2	RL3
1	1	1	1
2	1	1	1

Ipoteza 1 Alcătuită din NJI = 0 Noduri încărcate
NBI = 7 Bare încărcate Încărcări verticale

Barele: 1 2 3 4 5 6

Q	XP	P	RNJ	RTJ	RMJ	RNK	RTK	RMK
-2.500			.000	.000	.000	.000	.000	.000

Barele: 7

Q	XP	P	RNJ	RTJ	RMJ	RNK	RTK	RMK
-1.250			.000	.000	.000	.000	.000	.000

Reacţiuni pe capete de bare

Bara	RNJ (TF)	RTJ (TF)	RMJ (TM)	RNK (TF)	RTK (TF)	RMK (TM)
1	.000	10.000	13.333	.000	10.000	-13.333
2	.000	10.000	13.333	.000	10.000	-13.333
3	.000	10.000	13.333	.000	10.000	-13.333
4	.000	10.000	13.333	.000	10.000	-13.333
5	.000	10.000	13.333	.000	10.000	-13.333
6	.000	10.000	13.333	.000	10.000	-13.333
7	.000	5.000	6.667	.000	5.000	-6.667

Eforturi finale pe bare

Bara	NJ (TF)	TJ (TF)	MJ (TM)	NK (TF)	TK (TF)	MK (TM)
1	-1.537	10.000	12.113	1.537	10.000	-12.113
2	.552	10.000	12.283	-.552	10.000	-12.283
3	-.541	10.000	12.507	.541	10.000	-12.507
4	.627	10.000	12.317	-.627	10.000	-12.317
5	-.410	10.000	12.392	.410	10.000	-12.392
6	.176	10.000	12.438	-.176	10.000	-12.438
7	3.026	5.000	6.012	-3.026	5.000	-6.012
8	65.000	-1.893	-2.499	-65.000	1.893	-5.074
9	55.000	-3.430	-7.039	-55.000	3.430	-6.681
10	45.000	-2.878	-5.601	-45.000	2.878	-5.913
11	35.000	-3.419	-6.594	-35.000	3.419	-7.082
12	25.000	-2.792	-5.234	-25.000	2.792	-5.933
13	15.000	-3.202	-6.459	-15.000	3.202	-6.348
14	5.000	-3.026	-6.090	-5.000	3.026	-6.012
15	65.000	1.893	2.499	-65.000	-1.893	5.074
16	55.000	3.430	7.039	-55.000	-3.430	6.681
17	45.000	2.878	5.601	-45.000	-2.878	5.913
18	35.000	3.419	6.594	-35.000	-3.419	7.082
19	25.000	2.792	5.234	-25.000	-2.792	5.933
20	15.000	3.202	6.459	-15.000	-3.202	6.348
21	5.000	3.026	6.090	-5.000	-3.026	6.012

Deplasările generalizate ale nodurilor

Nodul	Translaţii (CM) DX	DY	Rotiri (RAD) TETA Z
1	.00000000	.00000000	.00000000
2	.00000000	.00000000	.00000000
3	-.00248065	-.07690034	-.00079568
4	.00248070	-.07690030	.00079568
5	.00089050	-.14196990	-.00068517
6	-.00089040	-.14196980	.00068517
7	-.00106031	-.19949620	-.00080299
8	.00106041	-.19949610	.00080299
9	.00123025	-.24423900	-.00098766
10	-.00123018	-.24423890	.00098767
11	-.00100046	-.28459410	-.00143369
12	.00100053	-.28459400	.00143369
13	.00042980	-.30880730	-.00136293
14	-.00042978	-.30880710	.00136293
15	.00835214	-.31687830	-.00131280
16	-.00835227	-.31687810	.00131280

Reacţiuni

Nodul	H (TF)	V (TF)	MR (TM)
1	1.893	65.000	-2.499
2	-1.893	65.000	2.499

Ipoteza 2 Alcătuită din NJI = 7 Noduri încărcate
NBI = 0 Bare încărcate Încărcări orizontale

Forţe aplicate la noduri

Nodul	FX (TF)	FY (TF)	M (TM)
3	1.500	.000	.000
5	1.500	.000	.000
7	1.500	.000	.000
9	2.000	.000	.000
11	2.000	.000	.000
13	2.000	.000	.000
15	1.000	.000	.000

Eforturi finale pe bare

Bara	NJ (TF)	TJ (TF)	MJ (TM)	NK (TF)	TK (TF)	MK (TM)
1	.737	-4.096	-16.387	-.737	4.096	-16.381
2	.755	-4.612	-18.447	-.755	4.612	-18.448
3	.750	-3.514	-14.057	-.750	3.514	-14.055
4	1.000	-3.099	-12.397	-1.000	3.099	-12.395
5	1.000	-1.791	-7.165	-1.000	1.791	-7.164
6	.998	-1.084	-4.335	-.998	1.084	-4.337

7	.501	−.448	−1.790	−.501	.448	−1.793
8	−18.644	5.759	17.439	18.644	−5.759	5.596
9	−14.548	4.996	10.792	14.548	−4.996	9.191
10	−9.936	4.251	9.256	9.936	−4.251	7.747
11	−6.422	3.500	6.310	6.422	−3.500	7.690
12	−3.323	2.500	4.707	3.323	−2.500	5.294
13	−1.532	1.500	1.871	1.532	−1.500	4.131
14	−.448	.499	.205	.448	−.499	1.790
15	18.644	5.741	17.396	−18.644	−5.741	5.566
16	14.548	5.004	10.815	−14.548	−5.004	9.199
17	9.936	4.249	9.249	−9.936	−4.249	7.747
18	6.422	3.499	6.308	−6.422	−3.499	7.689
19	3.323	2.499	4.706	−3.323	−2.499	5.292
20	1.532	1.499	1.872	−1.532	−1.499	4.125
21	.448	.501	.212	−.448	−.501	1.793

Deplasările generalizate ale nodurilor

Translații (CM) Rotiri (RAD)

Nodul	DX	DY	TETA Z
1	.00000000	.00000000	.00000000
2	.00000000	.00000000	.00000000
3	1.22353800	.02205735	−.00365983
4	1.22115800	−.02205735	−.00365568
5	3.21280400	.03926881	−.00415427
6	3.21036700	−.03926880	−.00415481
7	5.43107000	.05197075	−.00472509
8	5.42812900	−.05197073	−.00472299
9	7.58099700	.06018045	−.00420309
10	7.57707400	−.06018042	−.00420071
11	9.62294300	.06554458	−.00382829
12	9.61805800	−.06554454	−.00382662
13	11.12727000	.06801741	−.00238602
14	11.12239000	−.06801737	−.00238870
15	11.96618000	.06874035	−.00137405
16	11.96341000	−.06874031	−.00137968

Reacțiuni

Nodul	H (TF)	V (TF)	MR (TM)
1	−5.759	−18.644	17.439
2	−5.741	18.644	17.396

CAPITOLUL 9

CALCULUL PLASTIC AL CADRELOR CU NODURI RIGIDE

9.1. GENERALITĂȚI

În capitolul 6 au fost prezentate restricțiile impuse materialului, secțiunilor transversale ale elementelor care compun structura de rezistență precum și măsurile constructive care trebuie aplicate, pentru ca analiza globală plastică să fie acceptată pentru determinarea solicitărilor. De asemenea în capitolul 6 au fost prezentate succint metodele de analiză plastică, între acestea și metoda de analiză rigid-plastică, care va fi aplicată în calculul cadrelor cu noduri rigide. În cadrul acestei metode sunt neglijate deformațiile elastice ale elementelor și fundațiilor, iar deformațiile plastice sunt concentrate numai în articulațiile plastice. Relația solicitare–deformații este reprezentată prin diagrama biliniară.

Pentru secțiunile din clasele 1 și 2 valoarea momentului de calcul, care plastifică în întregime secțiunea transversală a barei M_{pl}, rezultă din relația (9.1)

$$M_{Rd\,pl} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \qquad (9.1)$$

în care:

W_{pl} – este modulul de rezistență plastic numit astfel prin analogie cu modul de rezistență W din relația:

$$M_{el} = W \cdot f_y$$

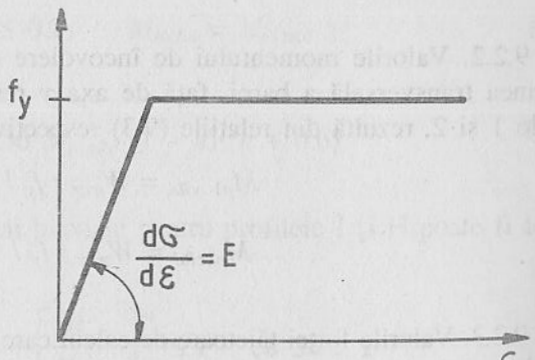


Fig. 9.1. Diagrama biliniară

Modulul de rezistență plastic este egal cu suma momentelor statice a celor două jumătăți ale secțiunii transversale față de axa care împarte secțiunea în două părți egale.

Raportul $M_{pl} / M_{el} = W_{pl} / W = \alpha$, numit factor de formă, indică nivelul creșterii încărcării pentru plastificarea completă a secțiunii peste cea care produce atingerea limitei de curgere în fibra extremă. Valoarea factorului α depinde de forma secțiunii și de axa principală a secțiunii față de care acționează încărcarea.

La profilele laminate dublu T factorul α are valori între următoarele limite (tabelul 9.1):

Tabelul 9.1

Tipul profilului dublu T	α_y	α_z
I (normal)	1,15–1,17	1,81
I PE	1,12–1,15	1,54
I PB HE–B	1,12–1,15	1,51–1,54
I PBI HE–A	1,10–1,12	1,51–1,54
I PBv HE–M	1,15–1,20	1,54–1,56

9.2. VALORILE SOLICITĂRILOR CARE PLASTIFICĂ SECȚIUNEA TRANSVERSALĂ DUBLU T

9.2.1. VALOAREA FORȚEI AXIALE DE CALCUL CARE ASIGURĂ PLASTICIZAREA SECȚIUNII TRANSVERSALE A BAREI DIN CLASELE DE SECȚIUNE 1 ȘI 2

Această valoare rezultă din relația (9.2).

$$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \tag{9.2}$$

9.2.2. Valorile momentului de încovoiere de calcul care singur plastifică secțiunea transversală a barei, față de axa y respectiv z, pentru secțiunile din clasele 1 și 2, rezultă din relațiile (9.3) respectiv (9.4).

$$M_{pl\ yRd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} \tag{9.3}$$

$$M_{plzRd} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M0} \tag{9.4}$$

9.2.3. Valorile forței tăietoare de calcul care plastifică secțiunea transversală, față de axa y respectiv z, rezultă din relațiile (9.5) și (9.6).

$$V_{plyRd} = A_i \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = h_i \cdot t_i \, (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \tag{9.5}$$

$$V_{plzRd} = A_t \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 2bt_p \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \tag{9.6}$$

Conform EUROCODE 3 aria de calcul a inimii profilului I sau H se determină cu relația:

$$A_i = A - 2bt_p + (t_i + 2r)\, t_i \tag{9.7}$$

în care:

h_i și t_i sunt dimensiunile inimii A_i

b și t_p sunt dimensiunile tălpilor A_p

r – este raza conjeului.

9.2.4. În cazul solicitărilor compuse valorile momentelor de calcul, conform cu EUROCODE 3, se calculează după cum urmează:

a. încovoiere cu forță tăietoare

$$M_{vRd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho A_i^2}{4t_i} \right) f_y / \gamma_{M0} \tag{9.8}$$

în care:

$$\rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{plRd}} - 1 \right)^2 \quad \text{dar cu condiția } M_{VRd} \le M_{CRd}. \tag{9.9}$$

Dacă efortul V_{sd} nu depășește 50% din valoarea de calcul a forței tăietoare care plastifică secțiunea, V_{plRd}, efectul forței tăietoare poate fi neglijat.

b. încovoiere cu forță axială, pentru profilele *I* și *H* normalizate, față de axa $y - y$

$$M_{NyRd} = 1{,}1\, M_{ply} (1 - n) \text{ dar } M_{NyRd} \le M_{plyRd} \tag{9.10}$$

cu

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} \tag{9.11}$$

față de axa $z - z$

$$\text{dacă } n \le 0{,}2 \qquad M_{NzRd} = M_{plzRd} \tag{9.12}$$

dacă $n > 0{,}2$

$$M_{NzRd} = 1{,}56\, M_{plzRd} (1 - n)(n + 0{,}6). \tag{9.13}$$

9.2.4.1. În cazul încovoierii biaxiale pentru profilele I și H poate fi folosit criteriul:

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{NyRd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{NzRd}} \right]^{5n} \le 1 \quad \text{cu } 5n > 1 \tag{9.14}$$

criteriul (9.14) poate fi înlocuit cu:

$$\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1 \qquad (9.15)$$

care plasează verificarea într-un domeniu de și mai mare siguranță.

9.2.4.2. În cazul încovoierii cu forța tăietoare și forța axială, dacă forța tăietoare de calcul V_{sd} nu depășește 50% din cea de curgere, rămâne valabilă relația (9.10), efectul forței tăietoare fiind neglijat.

– În cazul că forța tăietoare de calcul depășește cu 50% pe V_{plRd} (relația 9.5), valoarea momentului plastic în prezența momentului de încovoiere, forței axiale și forței tăietoare se determină utilizând o limită de curgere redusă $(1 - \rho) f_y$ pentru aria A_i, cu ρ din relația (9.9).

9.3. METODE PENTRU CALCULUL PLASTIC AL CADRELOR CU NODURI RIGIDE [9.1 – 9.7]

Calculul trebuie condus pentru toate încărcările acționând simultan, multiplicate fiecare cu coeficienții corespunzători n sau γ.

Ca metode de calcul pot fi folosite:

– metoda combinării lanțurilor cinematice la care valorile momentelor plastice ale diferitelor elemente componente ale structurii trebuie precizate de la început sau cel puțin rapoarte dintre momentele de inerție. Din această cauză această metodă este de fapt o metodă de verificare;

– metoda echilibrării în noduri a momentelor plastice. Această metodă este de fapt o metodă de dimensionare, valorile momentelor plastice ale diferitelor elemente componente ale structurii fiind rezultatul final al calculului.

9.3.1. METODA COMBINĂRII LANȚURILOR CINEMATICE

Pentru o structură definită prin rigiditatea tuturor barelor componente, valori concrete ale momentelor de inerție sau valorile raporturilor dintre aceste rigidități și pentru ipoteza de calcul, acceptând că toate încărcările care compun această ipoteză cresc proporțional cu factorul de încărcare λ, se determină pentru fiecare mecanism independent și pentru toate combinațiile posibile de mecanisme independente, valorile factorului de încărcare. Dintre toate aceste mecanisme independente sau combinate, mecanismul de cedare va fi cel care conduce la valoarea minimă a factorului de încărcare λ.

Numărul mecanismelor independente este egal cu numărul secțiunilor critice în care pot să apară articulații plastice minus gradul de nedeterminare statică al structurii. Articulații plastice pot să apară la extremitățile tuturor barelor prinse rigid în noduri sau rezemări precum și în secțiunile în care acționează forțe concentrate pe bare. În cazul unei încărcări distribuite pe bară, secțiunea critică corespunde cu secțiunea în care momentul de încovoiere are valoarea maximă.

În cazul unui nod în care sunt prinse numai două bare acestea se consideră ca o singură secțiune critică, deoarece momentele în extremitățile celor două bare prinse în nod, din condiția $\Sigma M = 0$, au valori egale și de semne contrare.

Într-o structură plană formată din bare drepte se deosebesc următoarele mecanisme independente (fig. 9.2):

– *mecanism independent de bară* (fig. 9.2 a) are trei articulații plastice, câte una în cele două secțiuni de prindere în nod și a treia sub forța concentrată. Dacă pe bară acționează mai multe forțe concentrate, fiecare caz separat reprezintă un mecanism independent;

– *mecanism de deplasare* (fig. 9.2 b) are patru articulații plastice în cele patru secțiuni de prindere în noduri ale barelor verticale;

– *mecanism de nod* (fig. 9.2 c) situație când într-un nod în care sunt prinse rigid mai mult de două bare și în extremitățile de prindere a tuturor barelor apar articulații plastice.

Pentru fiecare mecanism independent de cedare valoarea momentului plastic se determină din egalarea lucrului mecanic produs de momentele plastice prin rotirile cu unghiul ϑ din articulațiile plastice, $M_{pl} \cdot \vartheta$, cu lucru mecanic $P \cdot \delta_i$

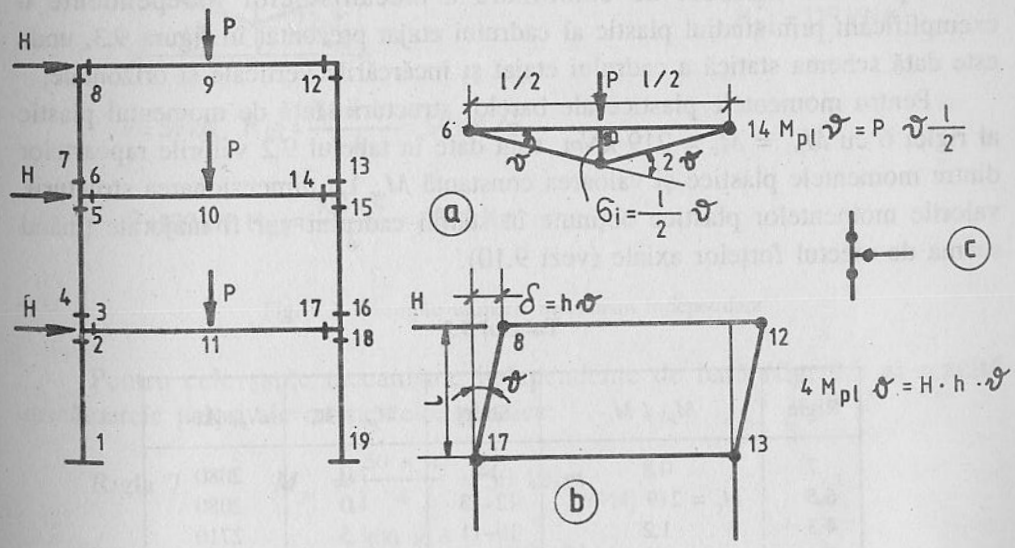


Fig. 9.2. Mecanism independent

produs de încărcarea P, și deplasarea δ; δ reprezintă deplasarea după direcția forței P. Dacă valoarea momentului plastic este precizată, valoarea factorului de încărcare λ rezultă din:

$$\lambda = \frac{\Sigma M_{pl} \cdot \vartheta}{\Sigma P \cdot \delta_i}. \qquad (9.16)$$

Această relație este valabilă atât pentru mecanismul independent de bară cât și pentru mecanismul independent de deplasare. Mecanismul independent de nod nu are factor de încărcare, deoarece în această condiție a mecanismului de cedare nu intervine și efectul încărcării.

Prin combinarea mecanismelor independente se obțin noi mecanisme de cedare pentru care valoarea factorului de încărcare este inferioară. Din relația (9.16) se vede clar că această reducere se obține în primul rând prin micșorarea numărătorului, adică prin combinarea a două sau mai multe mecanisme independente să rezulte o reducere a numărului de articulații plastice. Dacă în mecanismul combinat din două mecanisme independente nu se obține o reducere a numărului articulațiilor plastice, factorul de încărcare pentru mecanismul combinat se situează între valorile factorilor de încărcare a celor două mecanisme independente.

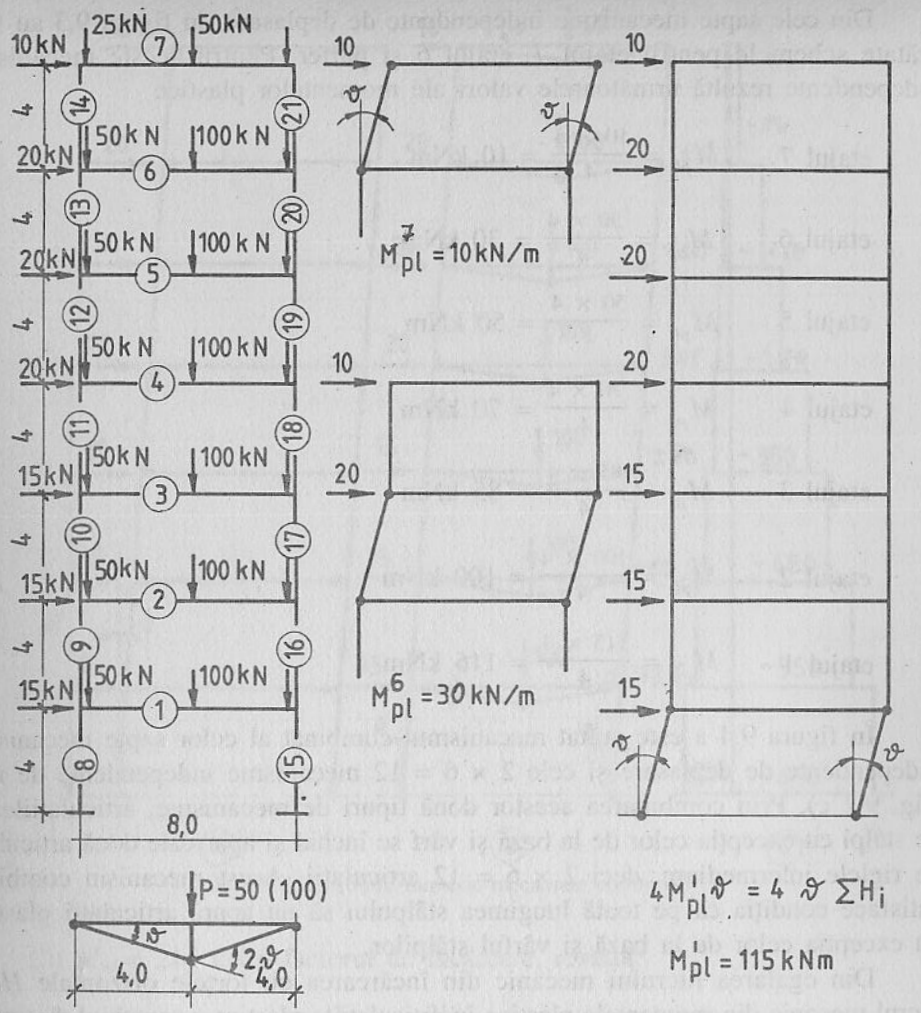
Exemplu numeric 9.1

Aplicarea metodei de combinare a mecanismelor independente o exemplificăm prin studiul plastic al cadrului etajat prezentat în figura 9.3, unde este dată schema statică a cadrului etajat și încărcările verticale și orizontale.

Pentru momentele plastice ale barelor structurii, față de momentul plastic al riglei 6 cu $M_{pl} = M_c = 219$ *kNm*, sunt date în tabelul 9.2 valorile rapoartelor dintre momentele plastice și valoarea constantă M_c. La dimensionarea structurii, valorile momentelor plastice obținute în stâlpii cadrului vor fi majorate ținând seama de efectul forțelor axiale (vezi 9.10).

Tabelul 9.2

Rigle	M_{pl} / M_c	Stâlpi	M_{pl} / M_c	N_{pl} [kN]
7	0,8	14	1,0	2080
6,5	M_c = 219 [kNm]	12–13	1,0	2080
4,3	1,2	10–11	1,5	2710
2,1	1,4	8–9	2,0	3190



$$P = 50\,kN,\ M_{pl} = \frac{50 \times 4}{4} = 50\,kN/m$$

$$P = 100\,kN,\ M_{pl} = \frac{100 \times 4}{4} = 100\,kNm$$

Fig. 9.3. Exemplu numeric-mecanism independent

Pentru cele șapte mecanisme independente de bară (fig. 9.2 a) rezultă următoarele valori ale momentelor plastice:

Rigla 7 $\quad M_{pl} = \frac{50 \times 4}{4} = 50$ kNm

Rigla 1–6 $\quad M_{pl} = \frac{100 \times 4}{4} = 100$ kNm

Din cele șapte mecanisme independente de deplasare, în figura 9.3 au fost arătate schemele pentru etajul 7, etajul 6 și parter. Pentru aceste mecanisme independente rezultă următoarele valori ale momentelor plastice

etajul 7 $M_{pl} = \frac{10 \times 4}{4} = 10$ kNm

etajul 6 $M_{pl} = \frac{30 \times 4}{4} = 30$ kNm

etajul 5 $M_{pl} = \frac{50 \times 4}{4} = 50$ kNm

etajul 4 $M_{pl} = \frac{70 \times 4}{4} = 70$ kNm

etajul 3 $M_{pl} = \frac{85 \times 4}{4} = 85$ kNm

etajul 2 $M_{pl} = \frac{100 \times 4}{4} = 100$ kNm

etajul 1 $M_{pl} = \frac{115 \times 4}{4} = 115$ kNm

În figura 9.4 a este arătat mecanismul combinat al celor șapte mecanisme independente de deplasare și cele $2 \times 6 = 12$ mecanisme independente de nod (fig. 9.2 c). Prin combinarea acestor două tipuri de mecanisme, articulațiile de pe stâlpi cu excepția celor de la bază și vârf se închid și apar câte două articulații pe riglele intermediare, deci $2 \times 6 = 12$ articulații. Acest mecanism combinat satisface condiția ca pe toată lungimea stâlpului să nu apară articulații plastice cu excepția celor de la bază și vârful stâlpilor.

Din egalarea lucrului mecanic din încărcarea cu forțele orizontale H cu lucrul mecanic din momentele plastice în articulațiile plastice cu unghiul ϑ, ținând seama și de rapoartele rigidităților se obține

$$M_{pl} \cdot (2 \times 2 + 2 \times 0{,}8 + 2 \times 2 \times 1 + 2 \times 2 \times 1{,}2 + 2 \times 2 \times 1{,}4)\,\vartheta =$$

$$= \Sigma\, H_i \cdot h_i\, \vartheta = 1840\vartheta \text{ kNm}$$

$$M_{pl} = \frac{1840}{20} = 92 \text{ kNm} \rightarrow \lambda = \frac{219}{92} = 2{,}38$$

Acest mecanism combinat se asociază în continuare cu cele șapte mecanisme independente de bară (fig. 9.4, b) rezultând în final:

$$M_{pl} \cdot \vartheta (2 \times 2 + 2 \times 0{,}8 \times 2 + 2 \times 2 \times 2 + 2 \times 1{,}2 \times 2 \times 2 + 2 \times 1{,}4 \times 2 \times$$

$$\times 2) = M_{pl} \cdot \vartheta \cdot 36 = (1840 + 50 \times 4 + 6 \times 100 \times 4)\,\vartheta = 4440\,\vartheta$$

$$M_{pl} = \frac{4440}{36} = 123 \text{ kNm}$$

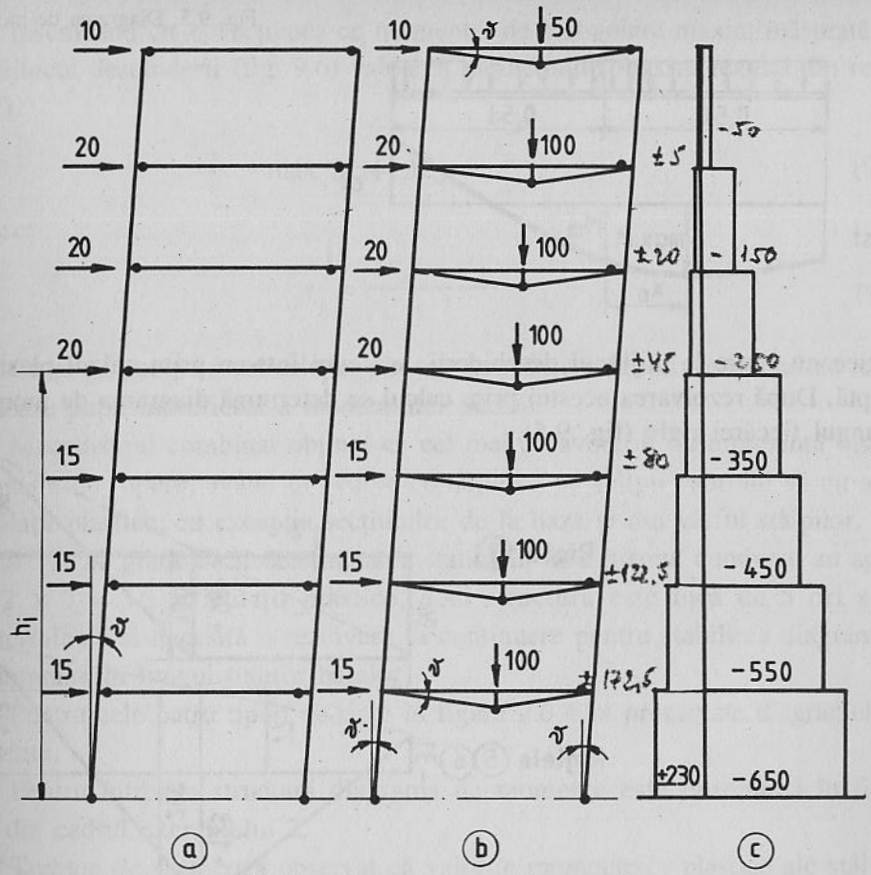


Fig. 9.4. Exemplu numeric-mecanism combinat

Cu $M_{pl} = 219$ kNm factorul de încărcare, rezultă:

$$\lambda = \frac{219}{123} = 1{,}80.$$

Momentele plastice în celelalte bare rezultă din tabelul 9.3.

Tabelul 9.3

Bara	$M_{pl_{kNm}}$	Bara	$M_{pl_{kNm}}$
Rigla 7	98	stâlp 14	213
Riglele 5–6	123	stâlp 12–13	188
Riglele 3–4	148	stâlp 10–11	271
Riglele 1–2	172	stâlp 8–9	353

Dacă încărcările pe rigle provin din încărcări uniform distribuite, în mecanismul combinat momentul de încovoiere maxim și deci și poziția articulației

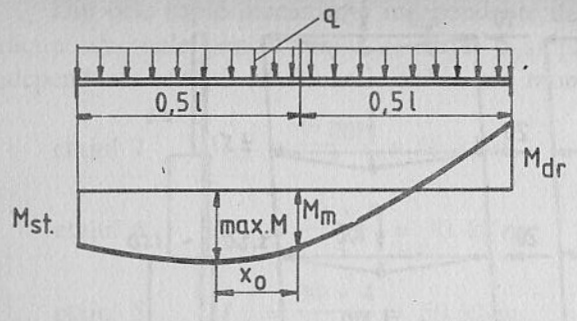


Fig. 9.5. Diagrama de momente

plastice nu apare la mijlocul deschiderii, așa cum într-un prim calcul plastic se acceptă. După rezolvarea acestui prim calcul se determină diagrama de momente în lungul fiecărei rigle (fig. 9.5).

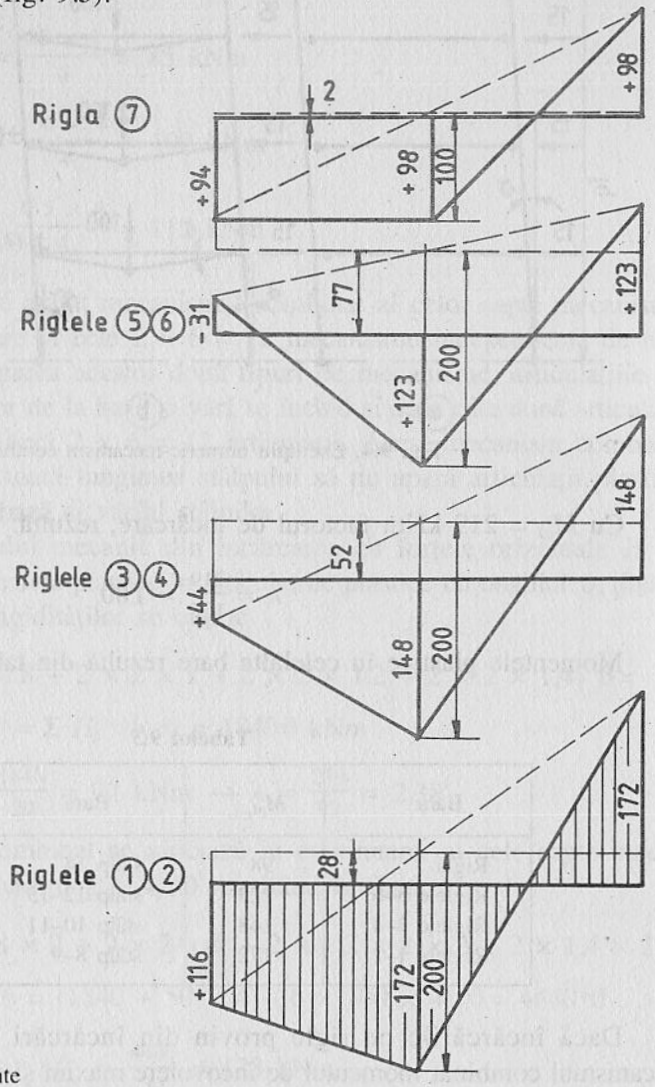


Fig. 9.6. Diagrama de momente

Însemnând cu x_0 secțiunea cu momentul de încovoiere maxim măsurată față de mijlocul deschiderii (fig. 9.6) valoarea momentului maxim rezultă din relația (9.17).

$$\max M = M_m + \frac{x_0^2}{2} \tag{9.17}$$

în care:

$$x_0 = \frac{M_{st} - M_{dr}}{q \cdot l}. \tag{9.18}$$

Cu noua poziție a articulației plastice se reface calculul, rezultând de regulă o valoare puțin modificată a momentului plastic.

Mecanismul combinat obținut ca cel mai defavorabil nu reprezintă însă un mecanism de rupere, având în vedere condiția ca pe stâlpii cadrului să nu apară articulații plastice, cu excepția secțiunilor de la bază și din vârful stâlpilor. Față de $7 \times 3 = 21$ grade de nedeterminarea statică în mecanismul combinat au apărut $2 + 2 \times 7 = 16$ articulații plastice, deci structura este încă de 5 ori static nedeterminată și necesită o rezolvare în continuare pentru stabilirea diagramelor de momente în lungul tuturor barelor.

Pentru cele patru tipuri de rigle în figura 9.6 sunt prezentate diagramele de momente.

Pentru întreaga structură diagrama de momente este prezentată în figura 9.16 din cadrul exemplului 2.

Trebuie de asemenea observat că valorile momentelor plastice ale stâlpilor date în tabelul 9.3 se referă la M_{plN} și în secțiunea cea mai solicitată valoarea acestui moment este 246 kNm. La determinarea secțiunii stâlpilor va trebui considerat și efectul forțelor axiale.

Cu valoarea forței axiale maxime, $650 + 230 = 880$ kN, prezentată în diagrama „c" din figura 9.4 valoarea maximă a momentului plastic a secțiunii stâlpilor de la primul nivel, aplicând relația (9.11) rezultă:

$$\text{cu } n = \frac{880}{3190} = 0{,}266$$

$$M_{Nykd} = 1{,}1 \times 2 \times 219 \times 0{,}734 = 353 \text{ kNm}.$$

În acest calcul nu s-a ținut seama de efectul flambajului.

Ca o verificare a diagramelor de momente se poate folosi relația (8.14) din care forțele tăietoare din stâlpi sunt egale cu suma momentelor de la cele două capete ale fiecărui stâlp împărțită la înălțimea de etaj, iar suma forțelor tăietoare din stâlpii de la fiecare nivel trebuie să fie egală cu suma forțelor orizontale care acționează pe structură deasupra nivelului considerat.

Metoda echilibrării în noduri a momentelor plastice, așa cum s-a arătat în 9.3, este o metodă de dimensionare a cadrelor cu noduri rigide. La această metodă de calcul, rigiditățile elementelor componente ale structurii se obțin ca rezultat al calculelor în care nici valorile lor și nici rapoartele acestor valori nu trebuie să fie precizate de la începutul calculelor. Metoda permite și unele obțiuni privind alegerea secțiunilor elementelor componente ale structurii.

Principial metoda de calcul se desfășoară în următoarele trei etape:

În prima etapă, plecând de la mecanismele de cedare, se determină pentru fiecare bară componentă a structurii valorile momentelor de încovoiere plastice, momente care satisfac condițiile de echilibru, dar nu și cele de nod.

În etapa a doua valorile momentelor plastice vor fi astfel modificate încât condițiile de echilibru ale nodurilor să fie satisfăcute fără însă a strica condițiile de echilibru ale mecanismelor independente.

În etapa a treia vor putea fi efectuate și alte modificări ale valorilor momentelor plastice cu respectarea însă integrală a condițiilor de echilibru.

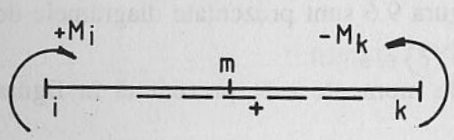


Fig. 9.7. Reguli de semne

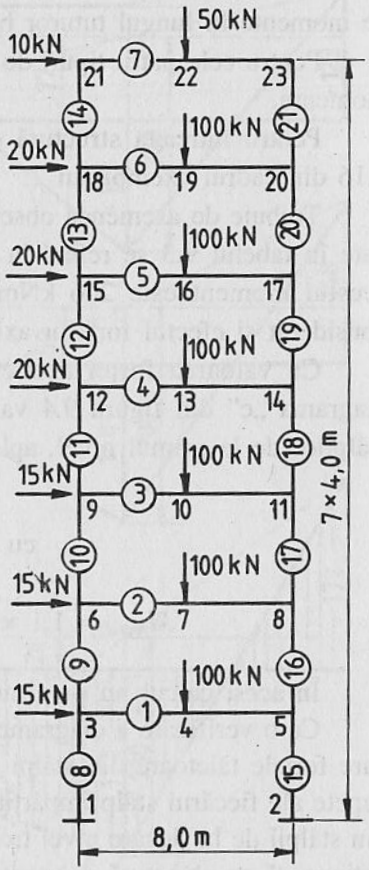


Fig. 9.8. Exemplu numeric

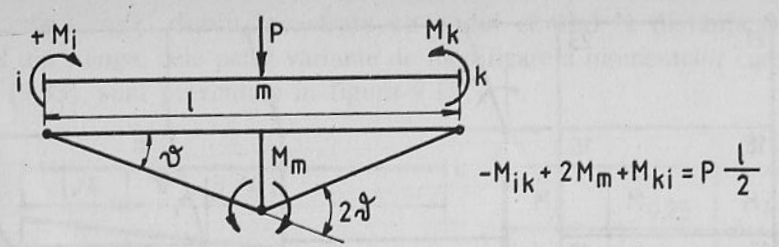


Fig. 9.9. Mecanisme de bară

Ca regulă de semne se acceptă cele arătate în figura 9.7. Momentele de nod sunt pozitive când rotesc în sensul acelor ceasornicului, iar cele din câmp când fibra inferioară este întinsă.

Exemplificăm această metodă de calcul pe cadrul din figura 9.8, aceeași schemă statică ca și în exemplul 9.1.

Exemplu numeric 9.2

● *Etapa 1.* Ecuații de echilibru pentru mecanismele independente.

a) Mecanisme de bară (fig. 9.9). Pentru fiecare riglă se exprimă ecuația de echilibru:

Rigla 7:

$$-M_{21-22} + 2M_{22} + M_{22-23} = 200 \text{ kNm}; \; M_{pl} = 50 \text{ kNm} \qquad (9.19)$$

Rigla 6:

$$-M_{18-19} + 2M_{19} + M_{19-20} = 400 \text{ kNm}; \; M_{pl} = 100 \text{ kNm} \qquad (9.20)$$

Rigla 5:

$$-M_{15-16} + M_{16} + M_{16-17} = 400 \text{ kNm}; \; M_{pl} = 100 \text{ kNm} \qquad (9.21)$$

Rigla 4:

$$-M_{12-13} + M_{13} + M_{13-14} = 400 \text{ kNm}; \; M_{pl} = 100 \text{ kNm} \qquad (9.22)$$

Rigla 3:

$$-M_{9-10} + M_{10} + M_{10-11} = 400 \text{ kNm}; \; M_{pl} = 100 \text{ kNm} \qquad (9.23)$$

Rigla 2:

$$-M_{6-7} + M_7 + M_{7-8} = 400 \text{ kNm}; \; M_{pl} = 100 \text{ kNm} \qquad (9.24)$$

Rigla 1:

$$-M_{3-4} + M_4 + M_{4-5} = 400 \text{ kNm}; \; M_{pl} = 100 \text{ kNm} \qquad (9.25)$$

b) pentru fiecare mecanism independent de deplasare (fig. 9.10) se exprimă condițiile de echilibru:

$$-M_{18-21} - M_{21-18} - M_{20-23} - M_{23-20} = 40 \text{ kNm}; \; M_{pl} = -10 \text{ kNm} \qquad (9.26)$$

$$-M_{15-18} - M_{18-15} - M_{17-20} - M_{20-17} = 120 \text{ kNm}; \; M_{pl} = -30 \text{ kNm} \qquad (9.27)$$

$$-M_{12-15} - M_{15-12} - M_{14-17} - M_{17-14} = 200 \text{ kNm}; \; M_{pl} = -50 \text{ kNm} \qquad (9.28)$$

$$-M_{9-12} - M_{12-9} - M_{11-14} - M_{14-11} = 280 \text{ kNm}; \; M_{pl} = -70 \text{ kNm} \qquad (9.29)$$

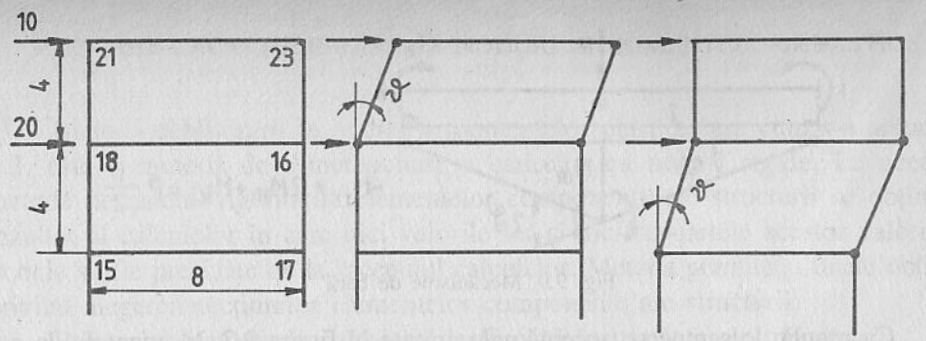


Fig. 9.10. Mecanism independent de deplasare

$$-M_{6-9} - M_{9-6} - M_{8-11} - M_{11-8} = 340 \text{ kNm}; \; M_{pl} = -85 \text{ kNm} \tag{9.30}$$

$$-M_{3-6} - M_{6-3} - M_{5-8} - M_{8-5} = 400 \text{ kNm}; \; M_{pl} = -100 \text{ kNm} \tag{9.31}$$

$$-M_{1-3} - M_{3-1} - M_{2-5} - M_{5-2} = 460 \text{ kNm}; \; M_{pl} = -115 \text{ kNm} \tag{9.32}$$

● *Etapa 2.* Echilibrarea momentelor plastice în noduri.

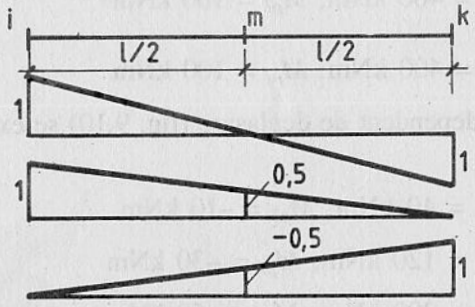
Echilibrarea momentelor plastice în nodurile structurii se poate face în mai multe moduri:

a) pot fi menținute valorile momentelor plastice obținute în stâlpi din ecuațiile de echilibru scrise pentru mecanismele independente de deplasare și modificate valorile momentelor plastice din rigle astfel ca echilibrul în noduri să fie realizat.

Referindu-ne concret la rigla 7 a cadrului din figura 9.8 modificările momentelor din riglă vor trebui să satisfacă condiția:

$$-\Delta M_{21-22} + 2\Delta M_{22} + \Delta M_{23-22} = 0 \tag{9.33}$$

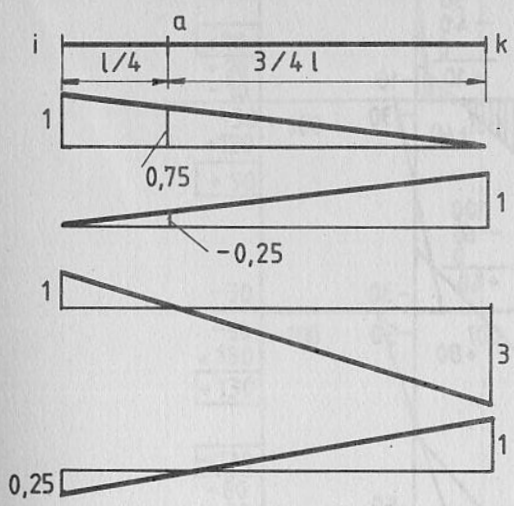
Aceste condiții pot să fie satisfăcute de una din cele trei variante prezentate în figura 9.11 pentru cazul riglei dublu încastrate cu nodul *m* la mijlocul deschiderii.



M_i	M_m	M_k
1	0	1
1	0,5	0
0	−0,5	1

Fig. 9.11. Grinda dublu incastrată cu nodul „m" la 0,5 L

În cazul riglei dublu încastrate cu nodul central la distanța 0,25 *l* de reazemul din stânga, cele patru variante de modificare a momentelor care satisfac condiția (9.33), sunt prezentate în figura 9.12.



M_i	$M_{0,25}$	M_k
1	0,25	0
0	−0,25	1
1	0	3
0,25	0	1

Fig. 9.12. Grinda dublu incastrată cu nodul „m" la 0,25 L

În cazul riglei încastrată la un capăt și articulată la celălalt varianta de modificare a celor două momente care satisfac condiția (9.33) este prezentată în figura 9.13.

b) În cazul că sunt menținute valorile momentelor plastice obținute în rigle din mecanismul de bară, pentru realizarea echilibrului în noduri trebuie modificate momentele în stâlpi.

Referindu-ne concret la mecanismul 18–21–20–23 aceste modificări trebuie să satisfacă condiția:

$$-\Delta M_{18-21} - \Delta M_{21-18} - \Delta M_{20-23} - \Delta M_{23-20} = 0 \tag{9.34}$$

● *Etapa 3.* În continuare diagramele de momente vor putea fi modificate în vederea reducerii unor momente plastice din rigle în cazul variantei „a" sau din stâlpi în cazul variantei „b" cu obligația respectării condițiilor (9.33) și (9.34). De asemenea vor putea fi efectuate modificări ale diagramelor de momente acceptând pentru unele bare valori ale momentelor plastice.

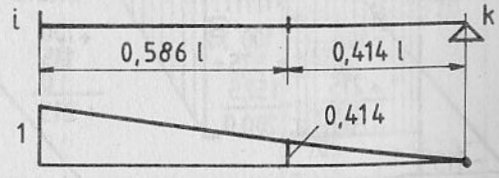


Fig. 9.13. Grinda incastrată la un capăt și articulată la celălalt

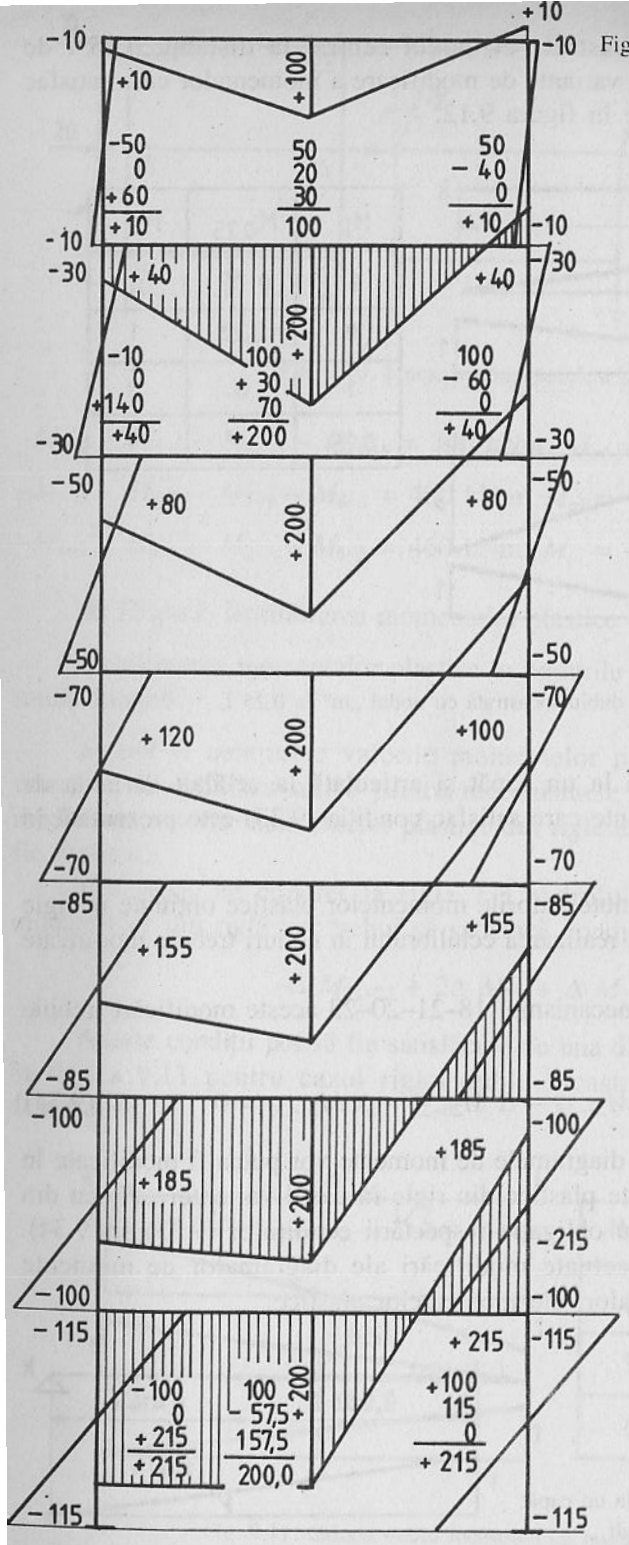
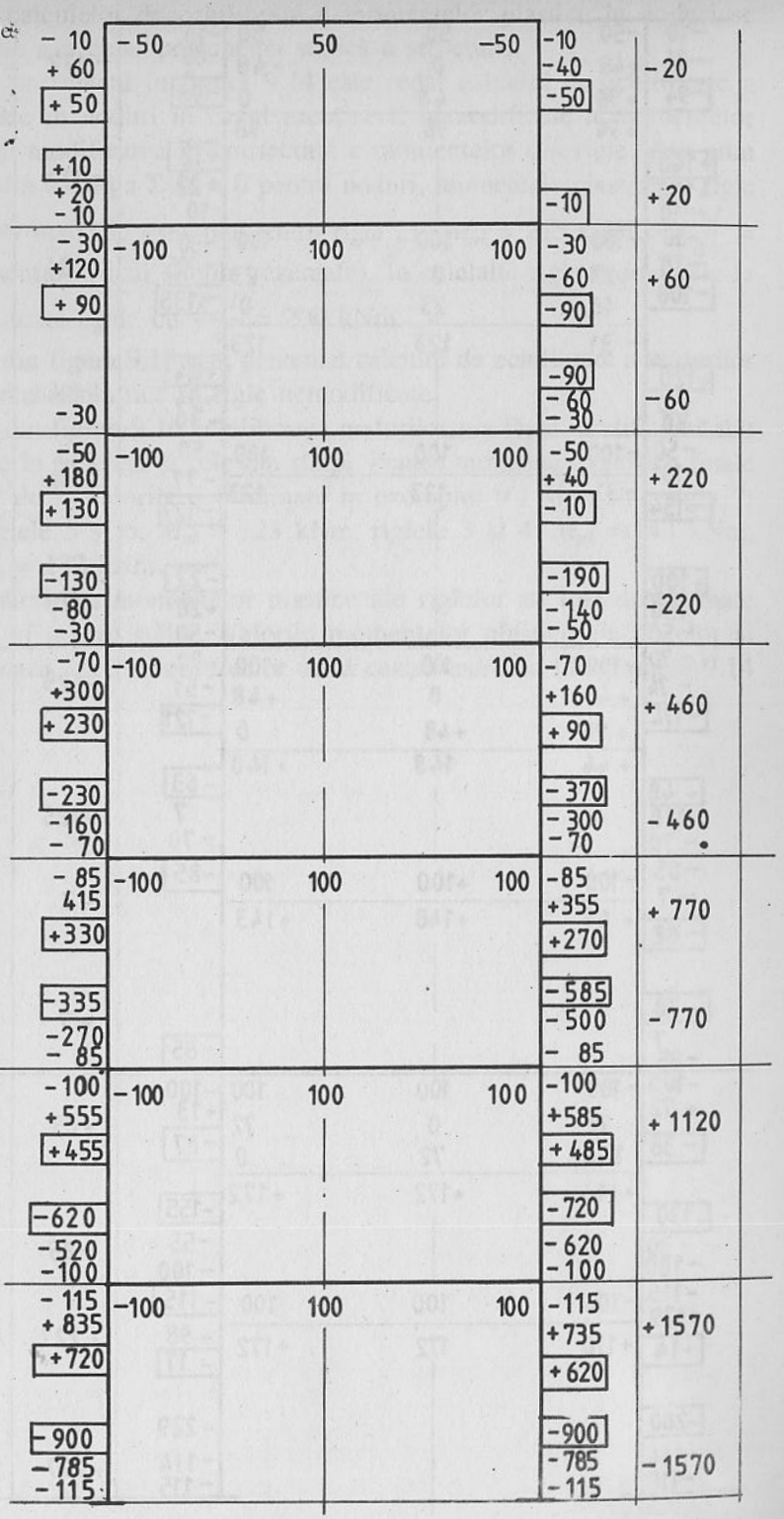


Fig. 9.14. Diagrama de calcul

Fig. 9.15. Diagrama de calcul



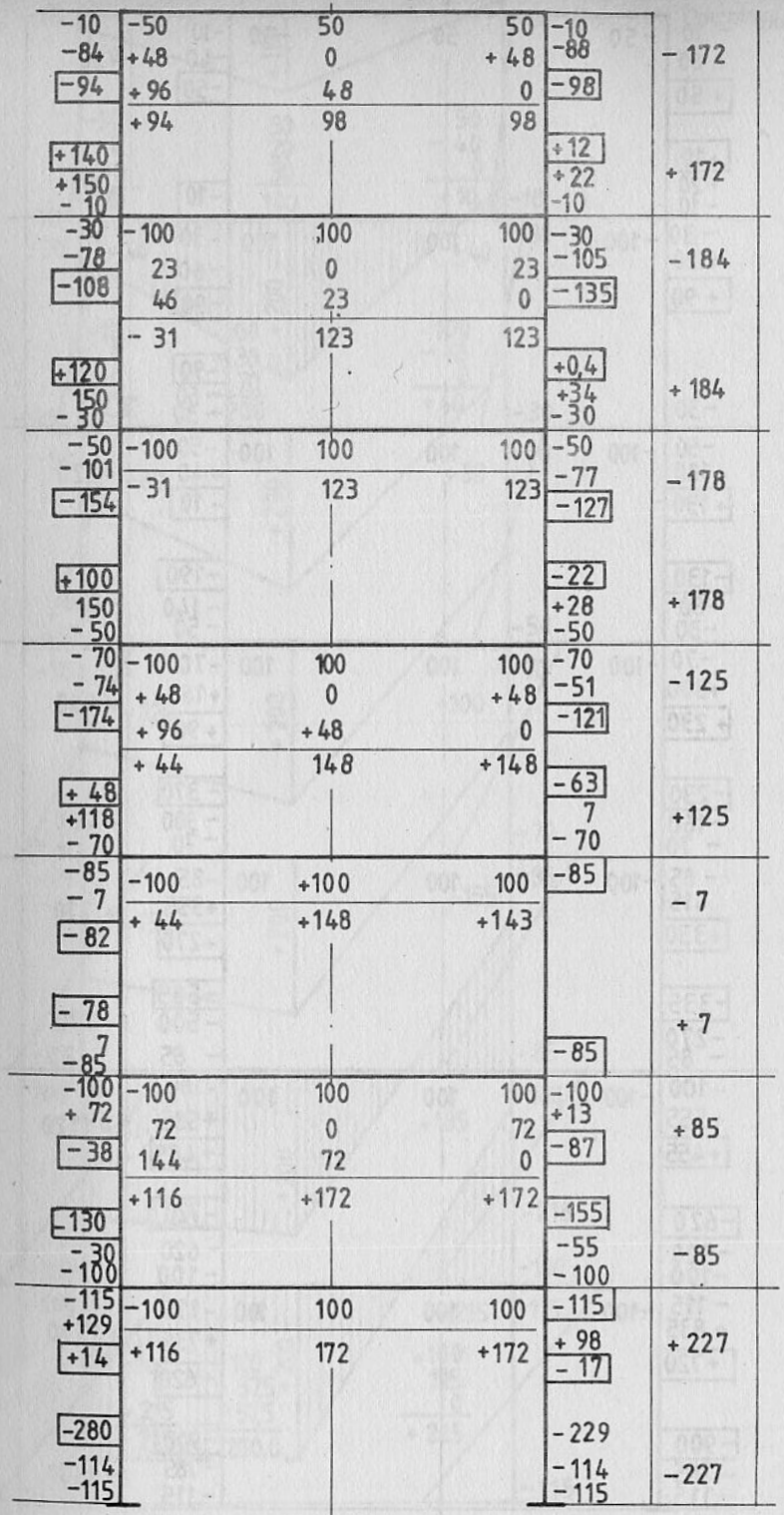


Fig. 9.16. Diagrama de calcul

Conducerea calculelor de echilibrare a momentelor plastice în noduri se poate face în tabele sau chiar pe schema statică a structurii.

În diagrama prezentată în figura 9.14 este redat calculul de echilibrare a momentelor plastice în noduri în cazul menținerii nemodificate a momentelor plastice în stâlpi și modificarea în consecință a momentelor din rigle. Așa cum trebuia să rezulte din condiția $\Sigma M = 0$ pentru noduri, momentele plastice în rigle au rezultat cu valori mari, de exemplu pentru rigla „1" $M_{pl} = 215$ kNm $> \frac{P \cdot l}{4} =$ $= 200$ kNm (momentul grinzii simplu rezemate). În celelalte rigle momentele la mijloc au rezultat toate egale cu $\frac{P \cdot l}{4} = 200$ kNm.

În diagrama din figura 9.15 este prezentat calculul de echilibrare a nodurilor în varianta momentelor plastice în rigle nemodificate.

În diagrama din figura 9.16 echilibrarea nodurilor s-a făcut modificând atât momentele plastice în rigle cât și cele din stâlpi. Pentru momentele plastice finale în rigle s-a plecat de la valorile determinate în exemplul 9.1 și anume rigla 7: $M_{pl} = 98$ kNm riglele 5 și 6: $M_{pl} = 123$ kNm, riglele 3 și 4: $M_{pl} = 143$ kNm, riglele 1 și 2: $M_{pl} = 172$ kNm.

Cu aceste valori ale momentelor plastice ale riglelor au fost determinate valori acceptabile și pentru stâlpi. Valorile momentelor plastice ale riglelor și stâlpilor se încadrează între valorile celor două cazuri extreme (diagramele 9.14 și 9.15).

CAPITOLUL 10

STRUCTURI CONTRAVÂNTUITE ŞI DIAFRAGME

10.1. GENERALITĂŢI

Introducerea unor contravântuiri sau diafragme verticale în planul cadrelor transversale şi longitudinale ale structurii măreşte rigiditatea clădirii la acţiunea forţelor orizontale din vânt şi seism şi permite realizarea unor construcţii cu

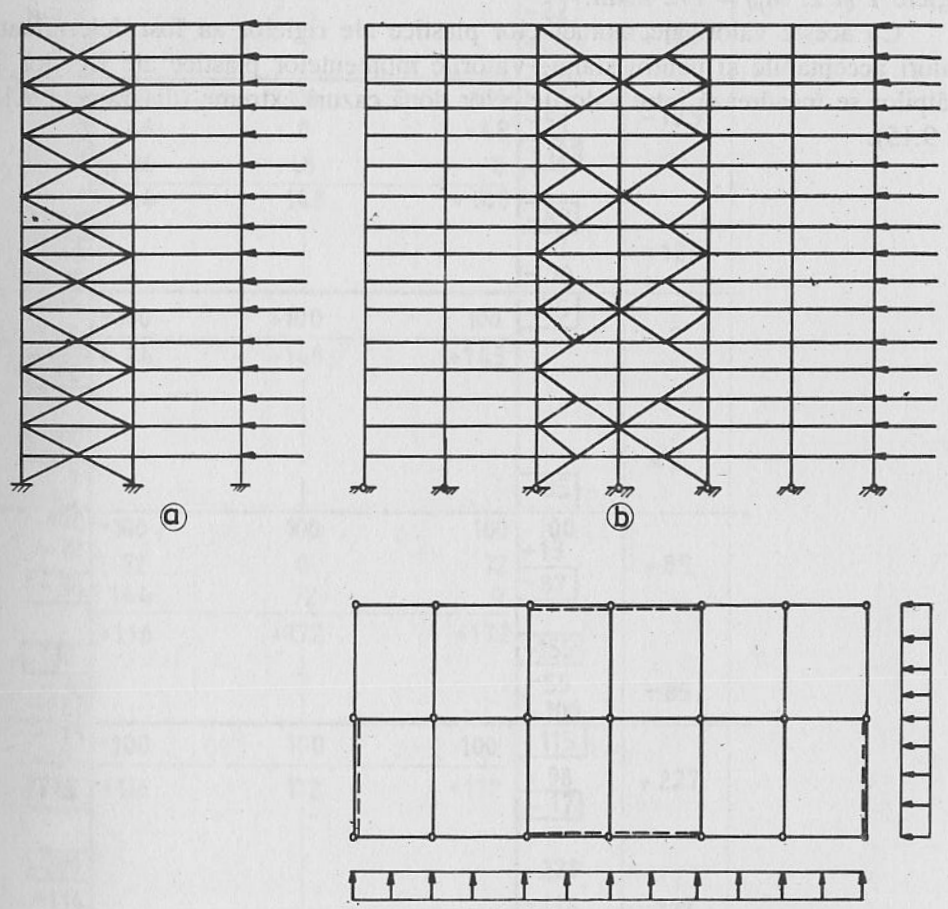


Fig. 10.1. Contravântuiri transversale şi longitudinale

înălţimi mai mari faţă de structurile necontravântuite. În general o structură metalică se consideră contravântuită şi tratată ca o structură rezemată orizontal la fiecare nivel (figura 10.1 a şi b) dacă sistemul de contravântuiri reduce deplasările orizontale cu 80% faţă de cele corespunzătoare structurii necontravântuite.

Aşa cum s-a arătat în capitolul 5.3, introducerea unor contravântuiri verticale în planul longitudinal al stâlpilor este neapărat necesară în cazul că prinderile riglelor longitudinale de stâlpi sunt realizate ca articulaţii, sistemul fiind în caz contrar labil în sens longitudinal.

Având în vedere diferenţa mare de rigiditate între structura necontravântuită şi cea contravântuită se poate considera că efectul tuturor forţelor orizontale, inclusiv efectul forţelor orizontale echivalente, datorită imperfecţiunilor, este preluat în întregime de sistemul de contravântuiri.

10.2. CONTRAVÂNTUIRI VERTICALE

10.2.1. SISTEME DE CONTRAVÂNTUIRI

Contravântuirile verticale pot fi executate ca grinzi cu zăbrele plane sub forma unor console incastrate în fundaţii. Sistemul de împărţire interioară a grinzii cu zăbrele poate să fie realizat pe fiecare nivel (figura 10.2 a), pe două nivele (figura 10.2 b) sau pe patru etaje, aşa cum s-a arătat în figura 10.1 b.

Ca sisteme de împărţire interioară pot fi folosite sistemul cu diagonale în cruce, sistemul în k, în V, sau cel triunghiular, de preferinţă cel cu diagonalele solicitate la întindere. Pentru a asigura unele goluri de trecere în peretele contravântuirii diagonalele pot fi descentrate ceea ce implică solicitări suplimentare în riglele orizontale (figura 10.2 c).

O creştere importantă a rigidităţii se obţine dacă aşa cum s-a arătat în studiul prezentat în figura 5.15 se realizează o dezvoltare a contravântuirii la unul sau două nivele în planurile alăturate. Rezultă o săgeată de 5 cm pentru sistemul A 5 şi numai de 4 cm pentru sistemul A 6 faţă de săgeata de 13,0 cm a cadrului necontravântuit. În figura 10.3 este arătată comparativ forma deformată a cadrului contravântuit şi a cadrului la care contravântuirea este extinsă la nivelul superior pe panourile alăturate.

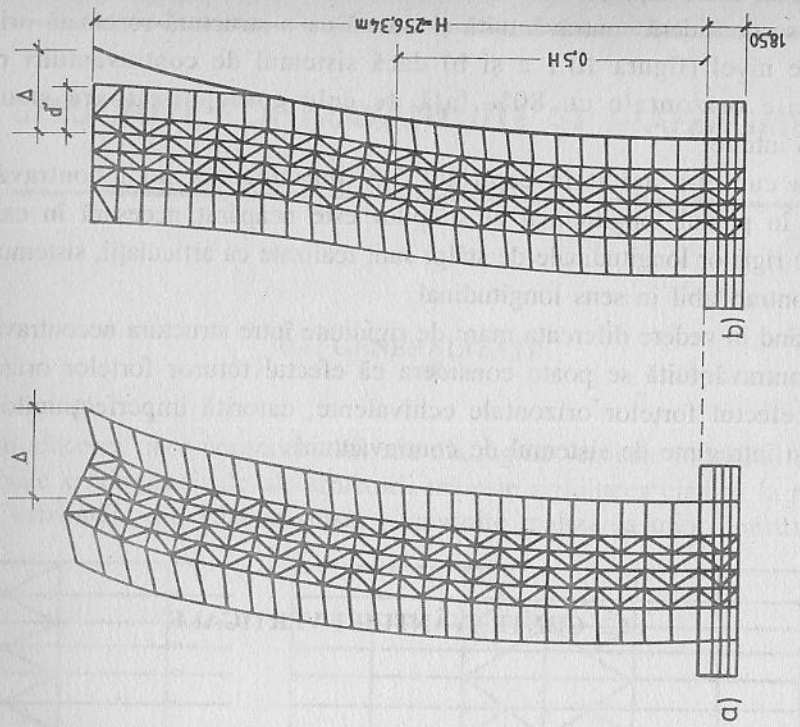


Fig. 10.3. Comparație între două sisteme de contravântuiri

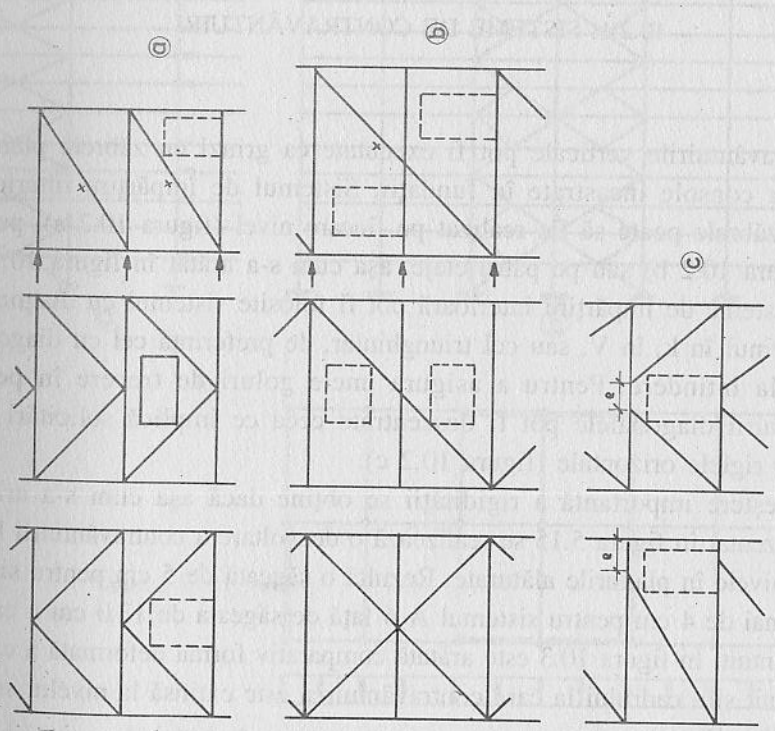


Fig. 10.2. Contravântuiri dezvoltate pe unul sau mai multe nivele

La calculul și dimensionarea sistemelor de contravântuiri trebuie luate în considerare următoarele efecte:

– efectul tuturor forțelor orizontale și verticale aplicate direct sistemului de contravântuiri precum și forțele orizontale echivalente datorate imperfecțiunilor proprii ale sistemului;

– efectul încărcării totale verticale și orizontale care acționează asupra structurii a cărei stabilitate este asigurată de sistemul de contravântuiri precum și forțele echivalente corespunzătoare imperfecțiunilor inițiale ale elementelor structurii.

Din punct de vedere static contravântuirile verticale sunt grinzi plane cu zăbrele cu tălpi paralele de tipul consolelor încastrate în fundații.

Stâlpii a căror stabilitate este asigurată prin contravântuiri verticale, de exemplu stâlpii din șirul longitudinal al structurii prezentată în figura 10.1 b, sunt legați de contravântuirea verticală din planul lor prin riglele longitudinale. Considerând riglele cu o rigiditate infinit de mare la eforturi axiale, înseamnă că din acțiunea tuturor forțelor orizontale care acționează în planul contravântuirii verticale, nodurile tuturor stâlpilor de la fiecare nivel vor suferi deplasări identice cu deplasările nodurilor contravântuirii de la nivelele respective.

Elementele contravântuirii vor trebui calculate la efectul încărcărilor verticale și orizontale care revin contravântuirii din încărcările exterioare, precum și la forțele orizontale de legătură dintre contravântuire și șirul de stâlpi stabilizați, care provin atât datorită efectului P.Δ. cât și forțelor suplimentare echivalente corespunzătoare imperfecțiunilor globale ale structurii stabilizate.

10.2.2.1. Efectul P.Δ. Dacă variația deplasărilor orizontale a nodurilor contravântuirii se consideră liniară pe înălțime (fig. 10.4 a) cu $\varphi = \Delta_1 / H$, forța de legătură într-un nod al unui stâlp din efectul P.Δ. va fi

$$H_i = (D_{i+1} - D_i)\ \varphi = V_i\ \varphi \qquad (10.1)$$

și la nivelul i forța de legătură totală a tuturor stâlpilor legați de contravântuire va fi

$$\Sigma H_i = \varphi\ \Sigma V_i \qquad (10.2)$$

Dacă se are în vedere variația reală a deplasărilor orizontale ale nodurilor contravântuirii (fig. 10.4 b), efectul P.Δ pentru un nod va fi:

$$H_i = D_{i+1} \cdot \varphi_{i+1} - D_i \cdot \varphi_i \qquad (10.1.a)$$

și la fiecare nivel i forța de legătură totală va fi

$$\Sigma H_i = \Sigma\ (D_{i+1} \cdot \varphi_{i+1} - D_i \cdot \varphi_i\ ) \qquad (10.1.b)$$

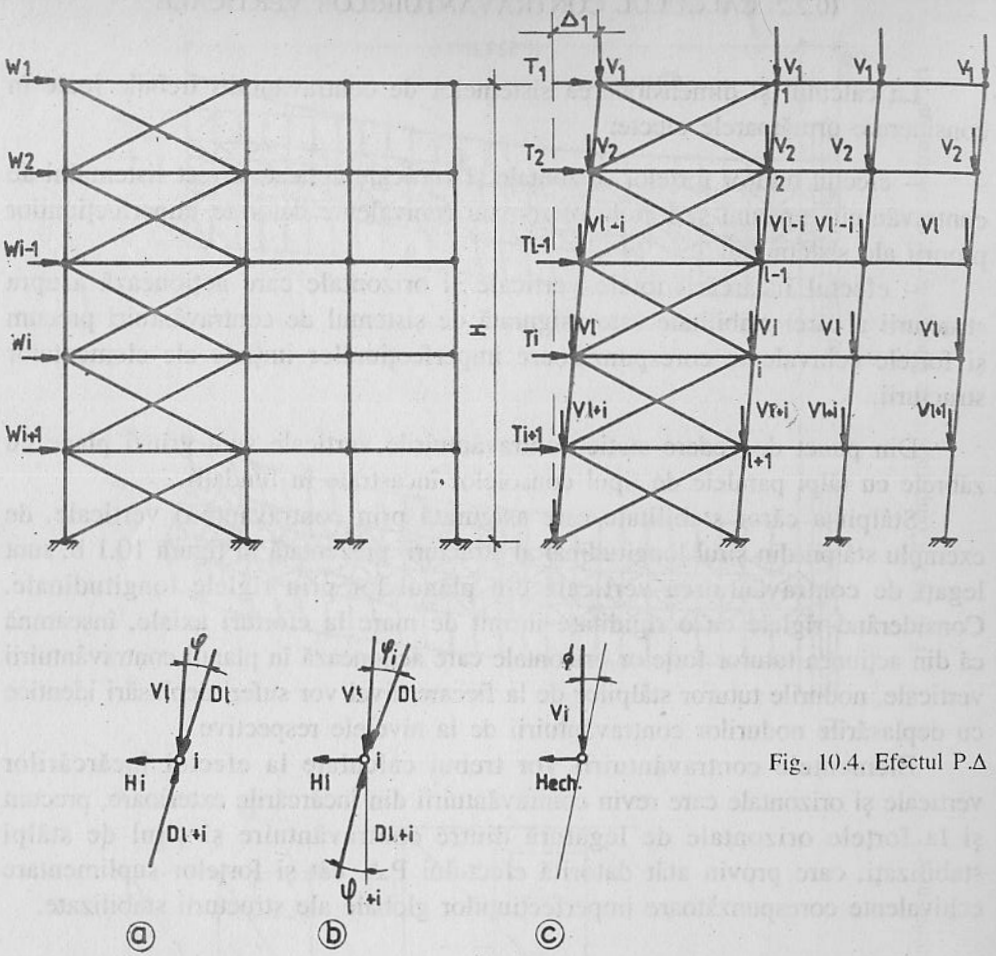


Fig. 10.4. Efectul P.Δ

10.2.2.2. Efectul imperfecţiunilor. Imperfecţiunile globale ϕ ale tuturor nodurilor contravântuirii şi structurii stabilizate, conform celor arătate în capitolul 6 (fig. 6.5) sunt luate în consideraţie printr-o încărcare echivalentă orizontală la fiecare nivel i (fig. 10.4 c)

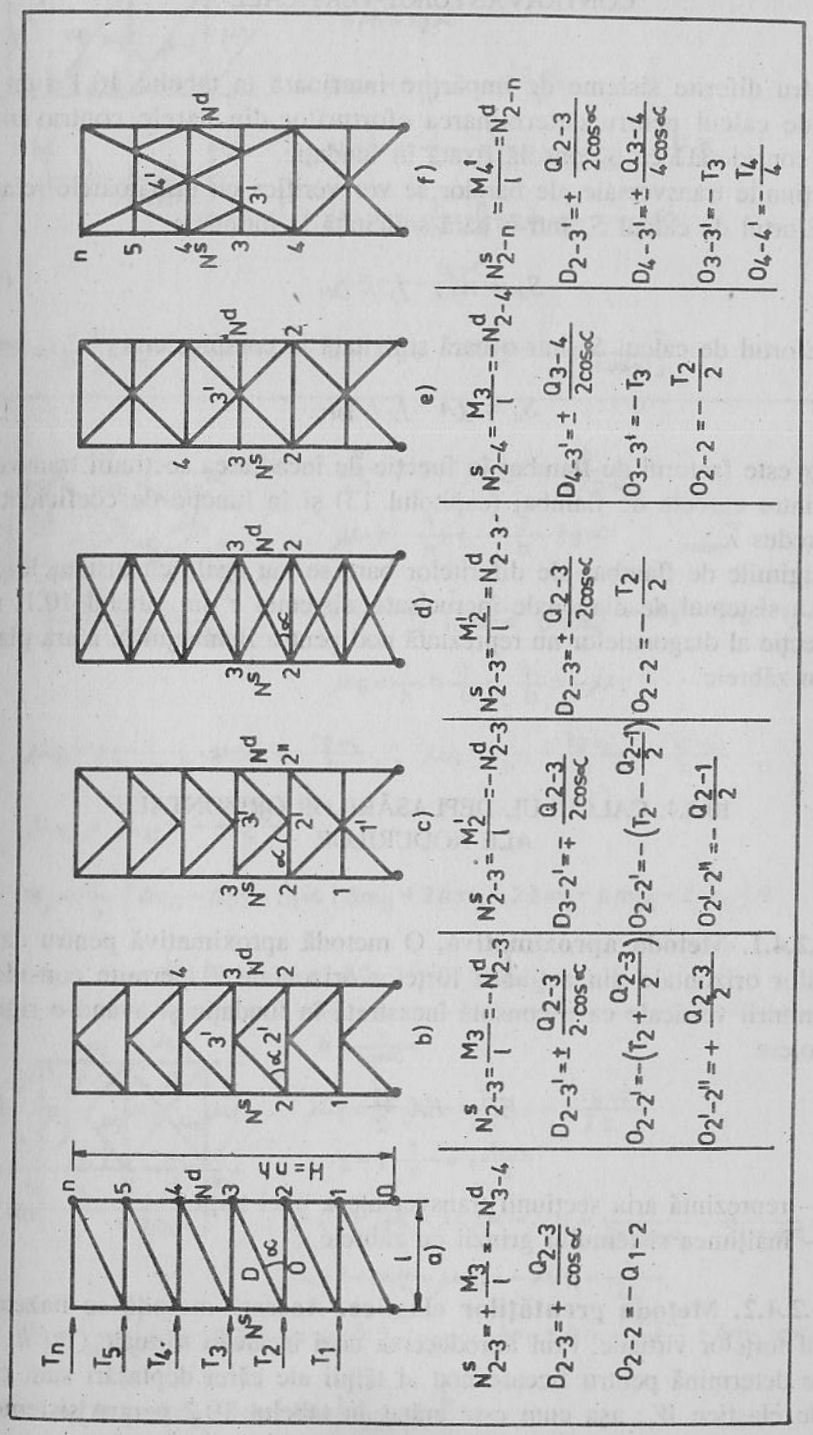
$$H_{ech} = \phi \Sigma V_i \qquad (10.3)$$

în care ΣV_i este încărcarea verticală totală care acţionează la nivelul i pe porţiunea din structura stabilizată prin contravântuirea respectivă incluzând şi încărcarea verticală care acţionează direct asupra contravântuirii.

10.2.2.3. Încărcarea orizontală totală. Încărcarea orizontală totală care va acţiona asupra contravântuirii la nivelul i va fi:

$$T_i = W_i + H_i + H_{ech} \qquad (10.4)$$

Tabelul 10.1



10.2.3. DETERMINAREA EFORTURILOR ŞI DIMENSIONAREA BARELOR CONTRAVÂNTUIRII VERTICALE

Pentru diferite sisteme de împărţire interioară în tabelul 10.1 sunt date relaţiile de calcul pentru determinarea eforturilor din barele contravântuirii verticale considerată ca o consolă fixată în fundaţie.

Secţiunile transversale ale barelor se vor verifica cu următoarele relaţii:

– Efortul de calcul S_d într-o bară solicitată la întindere

$$S_d = A_{net} \cdot f_y \,/\, \gamma_{M1} \tag{10.5}$$

– Efortul de calcul S_d într-o bară solicitată la compresiune

$$S_d = \chi A \cdot f_y \,/\, \gamma_{M1} \tag{10.6}$$

în care: χ este factorul de flambaj în funcţie de încadrarea secţiunii transversale în una dintre curbele de flambaj (capitolul 13) şi în funcţie de coeficientul de zvelteţe redus $\overline{\lambda}_{min}$.

Lungimile de flambaj ale diferitelor bare se iau egale cu distanţele dintre noduri. La sistemul de diagonale încrucişate, sistemul *c* din tabelul 10.1, nodul de intersecţie al diagonalelor nu reprezintă nod pentru flambajul în afara planului grinzii cu zăbrele.

10.2.4. CALCULUL DEPLASĂRILOR ORIZONTALE ALE NODURILOR

10.2.4.1. Metoda aproximativă. O metodă aproximativă pentru calculul deplasărilor orizontale din acţiunea forţelor orizontale T_i permite considerarea contravântuirii verticale ca o consolă încastrată în fundaţie şi având o rigiditate la încovoiere

$$EI = EA\,\frac{b^2}{2} \tag{10.7}$$

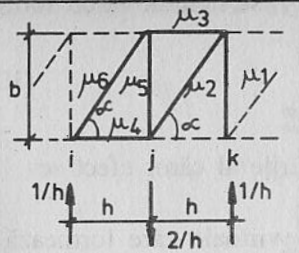
în care:

A – reprezintă aria secţiunii transversale a unei tălpi

b – înălţimea sistemului grinzii cu zăbrele.

10.2.4.2. Metoda greutăţilor elastice. Această metodă se bazează pe principiul forţelor virtuale. Prin introducerea unei încărcări virtuale (1 / h, 2 / h, 1 / h) se determină pentru fiecare nod al tălpii ale cărei deplasări sunt căutate greutăţile elastice W_y, aşa cum este arătat în tabelul 10.2 pentru sistemele de contravântuiri utilizate [10.1].

Tabelul 10.2



$$b/h = tg\alpha$$

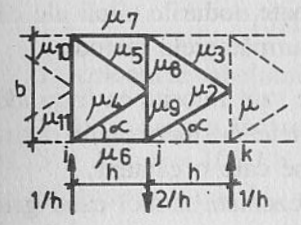
$$\mu_1 = -\frac{1}{h} = -\frac{tg\alpha}{b}$$

$$\mu_2 = +\frac{1}{h}\cdot\frac{1}{\sin\alpha} = +\frac{1}{b\cos\alpha} = -\mu_6$$

$$\mu_4 = +\frac{1}{h}\cdot\frac{h}{b} = +\frac{1}{b} = -\mu_3$$

$$\mu_5 = +\frac{tg\alpha}{b}$$

$$W_j = \frac{1}{b}\left[\Delta n_4 - \Delta o_3 + (\Delta m_5 - \Delta m_1)\,tg\alpha + (\Delta d_2 - \Delta d_6)\,\frac{1}{\cos\alpha}\right]$$



$$\frac{b}{2h} = tg\alpha \;;\; h = \frac{b}{2\,tg\alpha}$$

$$\mu_1 = -\frac{1}{h} = -\frac{2}{b}\,tg\alpha$$

$$\mu_2 = +\frac{1}{2}\,\frac{1}{h}\,\frac{1}{\sin\alpha} = \frac{1}{b\cdot\cos\alpha} = -\mu_3 = -\mu_4 = +\mu_5$$

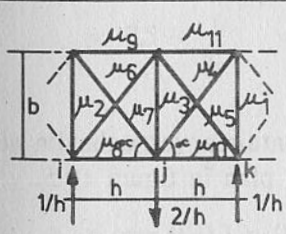
$$\mu_6 = \frac{1}{h}\,h\,\frac{1}{b} = \frac{1}{b} = -\mu_7$$

$$\mu_8 = +\frac{1}{b\cdot\cos\alpha}\cdot\sin\alpha = \frac{tg\alpha}{b} \;;\; \mu_9 = \frac{2}{h} - \frac{tg\alpha}{b} = \frac{3\,tg\alpha}{b}$$

$$\mu_{10} = \mu_{11} = -\frac{tg\alpha}{b}$$

$$W_j = \frac{1}{b}\left[\Delta u_6 - \Delta o_7 + tg\alpha\left(\Delta m_8 + 3\Delta m_9 - 2\Delta m_1 - \Delta m_{10} - \Delta m_{11}\right) + \right.$$

$$\left. + \left(\Delta d_2 - \Delta d_3 - \Delta d_4 - \Delta d_5\right)\frac{1}{\cos\alpha}\right]$$



$$h = \frac{b}{tg\alpha}$$

$$\mu_1 = \mu_2 = -\frac{1}{2h} = -\frac{tg\alpha}{2b}$$

$$\mu_3 = +\frac{1}{h} = +\frac{tg\alpha}{b}$$

$$\mu_4 = -\mu_5 = \mu_7 = -\mu_6 = \frac{1}{2h\sin\alpha} = \frac{1}{2b\cos\alpha}$$

$$\mu_8 = -\mu_9 = \mu_{10} = -\mu_{11} = \frac{1}{2b}$$

$$W_j = \frac{1}{b}\left[\left(\Delta n_8 - \Delta o_9 - \Delta u_{10} - \Delta o_{11}\right)\frac{1}{2} - \left(\Delta m_1 + \Delta m_2\right)\frac{F_y\alpha}{2} + \Delta m_3\,tg\alpha \cdot \right.$$

$$\left. + \left(\Delta d_5 - \Delta d_6 - \Delta d_7 - \Delta d_8\right)\frac{1}{\cos 2\alpha}\right]$$

Greutatea elastică W_y, corespunzătoare nodului j, se determină cu formula (10.8)

$$W_y = \Sigma \Delta N_i \cdot \mu_i \qquad (10.8)$$

în care:

- $\Delta N_i = \frac{N_i l_i}{EA_i}$ este alungirea barei i din încărcările al căror efect se studiază;
- μ_i este efortul în bara i din forțele virtuale care formează un grup de forțe în echilibru, așa cum rezultă din tabelul 10.2. În acest tabel sunt trasate cu linii pline barele care au eforturi din încărcarea virtuală și ale căror alungiri au o influență asupra greutății elastice respective. Barele trasate cu linii întrerupte nu intervin în calculul greutății elastice, de exemplu pentru nodurile de capăt ale grinzii.

După determinarea greutăților elastice pentru toate nodurile tălpii ale căror deformații le urmărim poate să fie folosită una din următoarele metode:

a) Conform cu analogia Mohr, greutățile elastice sunt folosite ca forțe ideale care acționează asupra grinzii înlocuitoare, momentele de încovoiere obținute fiind chiar săgețile liniei elastice a nodurilor tălpii pe care o căutăm.

Grinda înlocuitoare este tot o grindă simplu rezemată atunci când grinda reală este o grindă simplu rezemată și o consolă încastrată la capătul opus atunci când grinda reală este o consolă.

b) Dacă se caută numai deformația unui nod se poate folosi principiul forțelor virtuale, în baza căruia săgeata în nodul i se determină cu formula (10.9).

$$\delta_i = \Sigma W_j \cdot M_j \qquad (10.9)$$

în care M_j este momentul virtual al grinzii în secțiunea j dintr-o forță unitară care acționează în secțiunea i.

Prima metodă se folosește atunci când se caută linia elastică a sistemului.

Exemplu numeric 10.1

Să se calculeze și să se dimensioneze contravântuirea verticală din șirul longitudinal al stâlpilor clădirii cu 15 etaje, arătată în plan în figura 10.5.

Ca încărcări s-a considerat:

- permanentă

$$5 \text{ kN / m}^2 \times 1{,}35 = 6{,}75 \text{ kN / m}^2$$

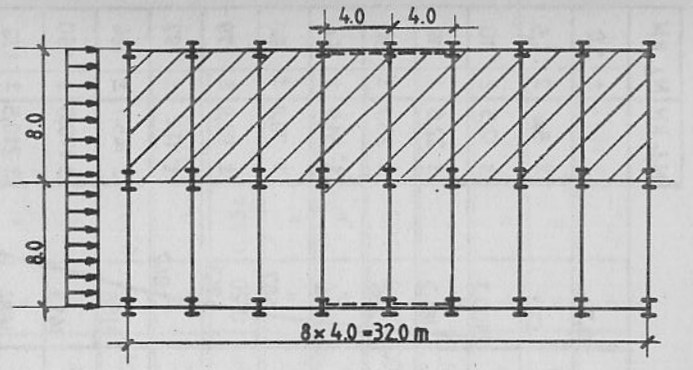
- utilă

$$3 \text{ kN / m}^2 \times 1{,}50 = 4{,}50 \text{ kN / m}^2$$

- γ_v vânt

$$1 \text{ kN / m}^2,\ 1{,}25 \text{ kN / m}^2,\ 1{,}43 \text{ kN / m}^2$$

Fig. 10.5. Exemplu numeric



Pentru a prinde efectul P.Δ, încărcarea pe fiecare nivel al structurii stabilizate în sens longitudinal de contravântuirea verticală rezultă

$$(6{,}75 + 4{,}5) \times 8 \times 32 = 2880 \text{ kN}$$

În coloanele tabelului 10.3 sunt date:

- în coloana a încărcările pe stâlpi și nivel, din încărcarea permanentă $N_g = 6{,}75 \times 4 \times 4 = 108$ kN.

încărcarea totală $N_q = 11{,}25 \times 4 \times 4 = 180$ kN

- în coloana b momente de încovoiere din acțiunea vântului
- în coloana c eforturi axiale în stâlpi din acțiunea vântului
- în coloana d încărcarea totală pe nivel de 2880 kN însumată pe etajele clădirii
- în coloana e efectul imperfecțiunilor în care valoarea imperfecțiunii geometrice echivalente se obține

$$\phi_c = k_c\, k_s\, \phi_0$$

în care:

$$\phi_0 = 1/200$$

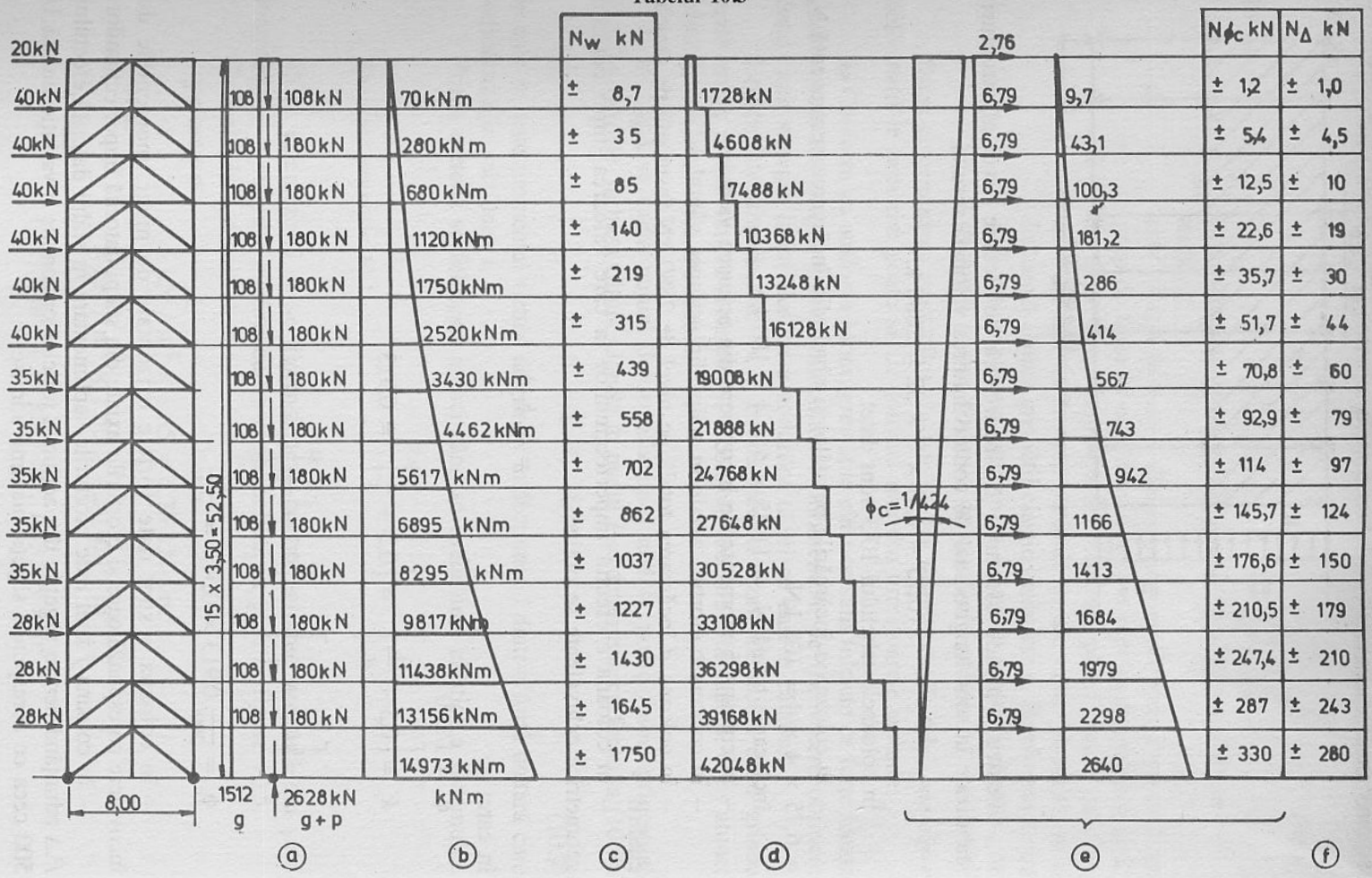
$$k_c = \left[0{,}5 + \frac{1}{n_c}\right]^{0{,}5} = \left(0{,}5 + \frac{1}{3}\right)^{0{,}5} = 0{,}913$$

$$k_s = \left[0{,}2 + \frac{1}{n_s}\right]^{0{,}5} = \left(0{,}2 + \frac{1}{15}\right)^{0{,}5} = 0{,}516$$

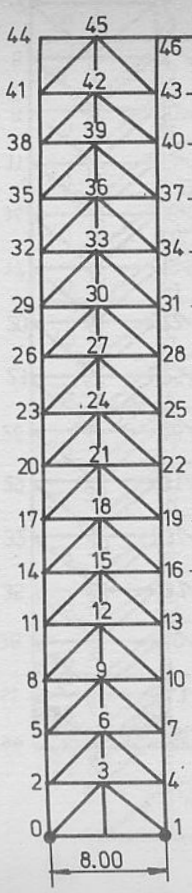
$$\phi_c = \frac{1}{200}\ 0{,}913 \times 0{,}516 = \frac{1}{424}$$

- în coloana e sunt date forțele orizontale de nivel, momentele de încovoiere corespunzătoare și eforturile axiale din stâlpi datorită imperfecțiunilor.
- în coloana f sunt date eforturile suplimentare în stâlpi datorită efectului $P.\Delta$ admițând pentru săgețile din acțiunea forțelor orizontale o variație liniară 1/500 ceea ce corespunde săgeții maxime admise.

Tabelul 10.3

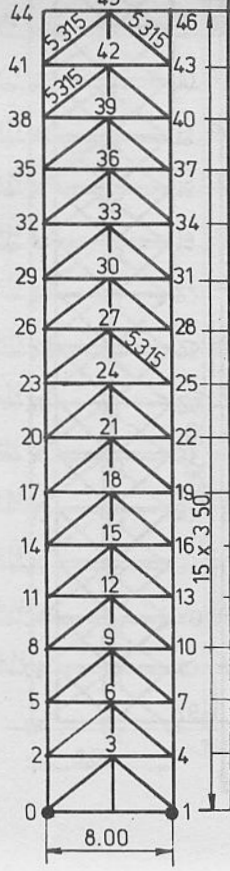


Tabelul 10.4



N_{g-p} kN	N_r kN	$N_{\phi c}$ kN	N_Δ kN	ΣN_s kN		ΣN_d kN		Sectiunea	A cm^2	i_z cm	$\bar{\lambda}$	$\varkappa$	σ daN/cm^2
-108	± 9	± 1	± 1	N_{44-41}	-97	N_{46-43}	-119		88,9	7,30	52	0,875	
-288	± 35	± 5	± 5	N_{41-38}	-243	N_{43-40}	-333	IHE 300	"	"	"	"	
-468	± 85	± 12	± 10	N_{38-35}	-361	N_{40-37}	-575		"	"	"	"	
-648	± 140	± 23	± 19	N_{35-32}	-466	N_{37-34}	-830		"	"	"	"	
-828	± 219	± 36	± 30	N_{32-29}	-543	N_{34-31}	-1113		"	"	"	"	1431
-1008	± 315	± 52	± 44	N_{29-26}	-597	N_{31-28}	-1419	IHE-A 300	112	7,49	50	0,884	
-1188	± 429	± 71	± 60	N_{26-23}	-628	N_{28-25}	-1748		"	"	"	"	1765
-1368	± 558	± 93	± 79	N_{23-20}	-638	N_{25-22}	-2098	IHE-B 300	149	7,58	0,50	0,884	
-1548	± 702	± 114	± 97	N_{20-17}	-635	N_{22-19}	-2461		"	"	"	"	
-1728	± 862	± 146	± 124	N_{17-14}	-596	N_{19-16}	-2860		"	"	"	"	2171
-1908	± 1037	± 177	± 150	N_{14-11}	-544	N_{16-13}	-3272	IHE-M 300	303	8 00	0 47	0 897	
-2088	± 1227	± 211	± 179	N_{11-9}	-471	N_{13-10}	-3775		"	"	"	"	
-2268	± 1430	± 247	± 210	N_{9-5}	-381	N_{10-7}	-4155		"	"	"	"	
-2448	± 1645	± 287	± 243	N_{5-2}	-275	N_{7-4}	-4623		"	"	"	"	
-2628	± 1750	± 330	± 280	N_{2-0}	-268	N_{4-1}	-4988		"	"	"	"	1835

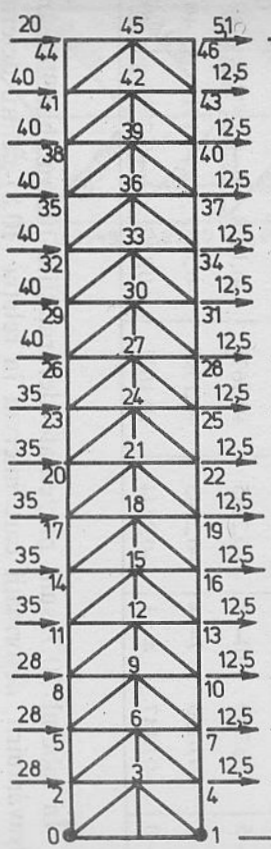
Tabelul 10.5



ΣW kN	ΣHc kN	ΣHΔ kN	ΣH kN	Ds kN		Dd kN		Sectiune	A cm²	imin cm	$\bar{\lambda}$	$\varkappa$	σ daN/cm²
20	2,76	2,34	25,1	D_{41-45}	+ 16,77	D_{45-43}	- 16,7		46,40	3,67	1,56	0,2958	—
60	9,55	8,10	56,3	D_{38-42}	+ 37,4	D_{42-40}	-37,4		"	"	"	"	—
100	16,34	13,86	130,2	D_{35-39}	+ 86,5	D_{39-37}	-86,5		"	"	"	"	—
140	23,13	19,62	182,7	D_{32-38}	+121,4	D_{36-34}	- 121,4		"	"	"	"	—
180	29,92	25,38	235,3	D_{29-33}	+ 156,3	D_{33-31}	—156,3		"	"	"	"	—
220	36,71	31,14	287,8	D_{26-30}	+191,2	D_{30-28}	- 191,2	⊤ 120x120x10	"	"	"	"	—
260	43,50	36,90	340,4	D_{23-27}	+226,2	D_{27-25}	-226,2		"	"	"	"	—
295	50,29	42,66	388	D_{20-24}	+ 257,8	D_{24-22}	-257,8		"	"	"	"	—
330	57,08	48,42	435,5	D_{17-21}	+ 289,4	D_{21-19}	- 289,4		"	"	"	"	2108
365	63,87	54,18	483	D_{14-18}	+320,9	D_{18-16}	—320,9		60,0	3,97	1,44	0,3347	—
400	70,66	59,94	530,6	D_{11-15}	+352,6	D_{15-13}	-352,6	⊤ 130x130x12	"	"	"	"	—
435	77,45	65,70	578,1	D_{8-12}	+384,1	D_{12-10}	-384,1		"	"	"	"	—
463	84,24	71,46	618,7	D_{5-9}	+411,1	D_{9-7}	-411,1		"	"	"	"	2047
491	91,03	77,22	659,2	D_{2-6}	+ 438	D_{6-4}	- 438	⊤ 150x150x12	69,6	4,60	1,24	0,4151	—
519	97,82	82,98	699,8	D_{0-3}	+ 465	D_{3-1}	- 465		"	"	"	"	1609

$\cos \varkappa = 0\ 7526$

Tabelul 10.6



$H_c + H_\Delta$	Os kN		Od kN		M kNm	Sectiunea	A cm²	W cm³	$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$ daN/cm²
	O_{44-45}	- 20	O_{45-46}	+ 5	22,5		33,5	214	
	O_{41-42}	- 52	O_{42-43}	+ 25	"		"	"	
	O_{38-39}	- 68	O_{39-40}	+ 41	"		"	"	
	O_{35-36}	- 105	O_{36-37}	+ 77	"		"	"	
	O_{32-33}	- 139	O_{33-34}	+ 104	"		"	"	
	O_{29-30}	- 158	O_{30-31}	+ 130	"		"	"	
	O_{26-27}	- 184	O_{27-28}	+ 156	"		"	"	
	O_{23-24}	- 205	O_{24-25}	+ 183	"	I 20	"	"	
	O_{20-21}	- 229	O_{21-22}	+ 206	"		"	"	
	O_{17-18}	- 253	O_{18-19}	+ 230	"		"	"	
	O_{14-15}	- 277	O_{15-16}	+ 254	"		"	"	
	O_{11-12}	- 300	O_{12-13}	+ 278	"		"	"	
	O_{8-9}	- 317	O_{9-10}	+ 302	"		"	"	
	O_{5-6}	- 337	O_{6-7}	+ 322	"		"	"	
	O_{2-3}	- 358	O_{3-4}	+ 342	"		"	"	1021 + 1051 = 2072

În tabelul 10.4 sunt prezentate valorile maxime și minime ale solicitărilor în stâlpi precum și dimensiunea stâlpilor, care formează de fapt tălpile contravântuirii verticale.

În tabelul 10.5 sunt prezentate valorile eforturilor în diagonalele sistemului și dimensionarea diagonalelor.

În tabelul 10.6 sunt prezentate valorile eforturilor în barele orizontale ale contravântuirii din forțele orizontale precum și momentele de încovoiere, aceste bare fiind în același timp și grinzile longitudinale ale planșeului. S-a admis că distanța dintre grinzile longitudinale este de 2,0 m și că grinzile longitudinale de margine preiau încărcarea de pe o lățime de 1,0 m.

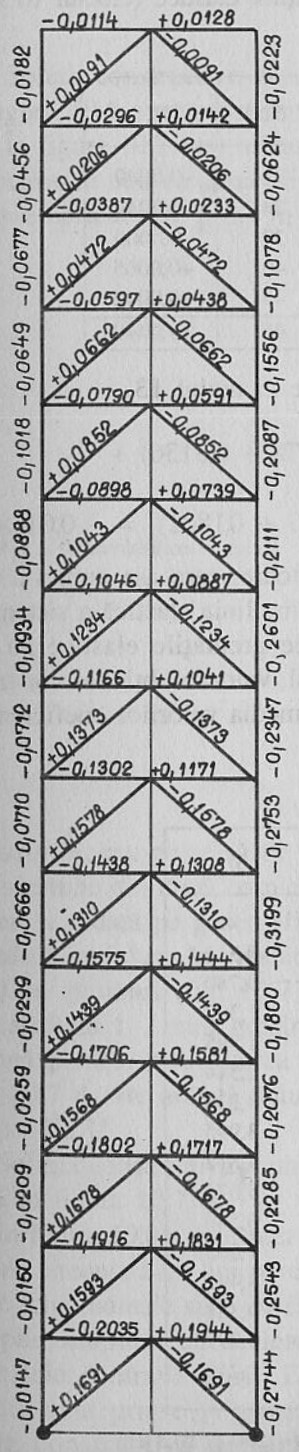
$$M = \frac{11{,}25 \times 1 \times 4^2}{8} = 22{,}5 \text{ kNm}.$$

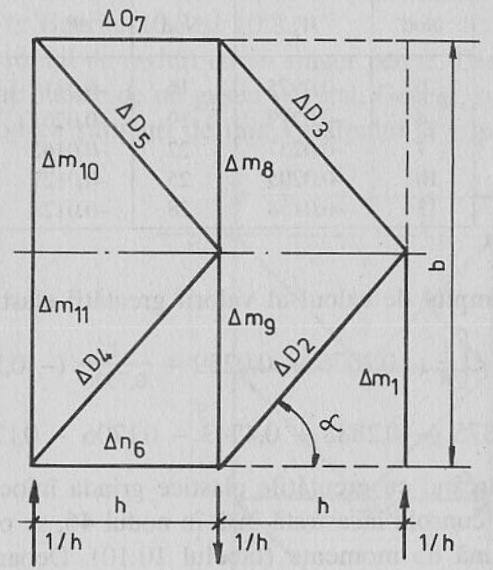
Tabelul 10.7

ΔU		ΔO		ΔS_s	ΔS_d	ΔM_s	ΔM_d
N_s	ΔS	N_d	ΔS	ΔS	ΔS	ΔS	ΔS
44–41	–0,0182	46–43	–0,0223	+0,0091	–0,0091	–0,0114	+0,0028
41–38	–0,0456	43–40	–0,0624	+0,0206	+0,0206	–0,0296	+0,0142
38–35	–0,0677	40–37	–0,1078	+0,0472	–0,0472	–0,0387	+0,0233
35–32	–0,0649	37–34	–0,1556	+0,0662	–0,0662	–0,0597	+0,0438
32–29	–0,1018	34–31	–0,2087	+0,0852	–0,0852	–0,0790	+0,0591
29–26	–0,0888	31–28	–0,2111	+0,1043	–0,1043	–0,0898	+0,0739
26–23	–0,0934	28–25	–0,2601	+0,1234	–0,1234	–0,1046	+0,0887
23–20	–0,0712	25–22	–0,2347	+0,1373	–0,1373	–0,1166	+0,1041
20–17	–0,0710	22–19	–0,2753	+0,1578	–0,1578	–0,1302	+0,1171
17–14	–0,0666	19–16	–0,3199	+0,1310	–0,1310	–0,1438	+0,1308
14–11	–0,0299	16–13	–0,1800	+0,1439	–0,1439	–0,1575	+0,1444
11– 8	–0,0259	13–10	–0,2076	+0,1568	–0,1568	–0,1706	+0,1581
8– 5	–0,0209	10– 7	–0,2285	+0,1678	–0,1678	–0,1802	+0,1717
5– 2	–0,0150	7– 4	–0,2543	+0,1593	–0,1593	–0,1916	+0,1831
2– 0	–0,0147	4– 1	–0,2744	+0,1691	–0,1691	–0,2035	+0,1944

În tabelul 10.7 sunt prezentate deformațiile tuturor barelor structurii contravântuirii, deformații care intervin în relația (10.8) pentru determinarea valorilor greutăților elastice. Valorile acestor deformații sunt date pe schema structurii arătate în tabelul 10.8.

Tabelul 10.8





$$\cos\alpha = \frac{4{,}0}{5{,}315} = 0{,}7526$$

$$\sin\alpha = \frac{3{,}5}{5{,}315} = 0{,}6585$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{3{,}5}{4} = 0{,}875$$

$$W_y = \frac{1}{b}\left[\Delta n_6 - \Delta O_7 + \operatorname{tg}\alpha\,(\Delta m_8 + 3\Delta m_9 - 2\Delta m_1 - \right.$$

$$\left. - \Delta m_{10} - \Delta m_{11}) + (\Delta D_2 - \Delta D_3 - \Delta D_4 + \Delta D_5)\frac{1}{\cos\alpha}\right]$$

Aplicând relația dată în tabelul 10.2 și repetată pentru cazul concret în tabelul 10.8 au fost determinate următoarele valori ale greutăților elastice (tabelul 10.9).

Tabelul 10.9

Nod	W_j	Nod	W_j	Nod	W_j
0	–0,0975	16	–0,0118	31	–0,0049
4	–0,0279	19	–0,0201	34	–0,0044
7	–0,0237	22	–0,0162	37	–0,0000
10	–0,0205	25	–0,0127	40	+0,0065
13	–0,0158	28	–0,0128	43	+0,0042
				46	+0,0049

Exemplul de calcul al valorii greutății elastice în nodul 13.

$$W_{13} = \left[\frac{1}{8} - 0{,}2076 + 0{,}0259 + \frac{1}{0{,}7526}(-0{,}2878 + 0{,}3136) +\right.$$

$$\left. + 0{,}875\,(-0{,}2888 + 0{,}4743 - 0{,}1706 - 0{,}1717 + 0{,}1802)\right] = -0{,}0158.$$

Încărcând cu greutățile elastice grinda înlocuitoare, care așa cum s-a spus este tot o consolă încastrată însă în nodul 46, se obține linia elastică a sistemului ca diagramă de momente (tabelul 10.10). Deoarece greutățile elastice au fost determinate luând în considerare încărcările de calcul, valorile obținute vor trebui reduse cu un factor egal cu cca 1,4 care reprezintă media valorilor coeficienților acțiunilor ($\gamma_G = 1{,}35$, $\gamma_Q = 1{,}5$).

Tabelul 10.10

Nod	W_j	W_j	δ_i
0	–0,0975		–
4	–0,0279	–0,1254	0,341
7	–0,0237	–0,1491	0,780
10	–0,0205	–0,1696	1,302
13	–0,0158	–0,1854	1,895
16	–0,0118	–0,1972	2,544
19	–0,0201	–0,2173	3,234
22	–0,0162	–0,2335	3,995
25	–0,0127	–0,2462	4,812
28	–0,0128	–0,2590	5,674
31	–0,0049	–0,2639	6,580
34	–0,0044	–0,2683	7,503
37	0	–0,2683	8,442
40	+0,0065	–0,2618	9,381
43	+0,0042	–0,2569	10,297
46	+0,0049	–0,2520	11,210

max δ_{46} = 11,21 cm δ_{46} / 1,4 = 8,01 cm < H / 500 = 10,5 cm

10.2.5. NODURI ALE CONTRAVÂNTUIRILOR VERTICALE. SOLUȚII CONSTRUCTIVE

Soluții constructive de realizare a unor noduri ale contravântuirii verticale din figura 10.6 sunt prezentate în figurile 10.7 și 10.8.

În figura 10.7 sunt arătate soluții de noduri cu un singur perete. Diagonalele sunt prinse în nod cu șuruburi sau sudate de un guseu vertical. Guseul, sub forma unui prefabricat este prins în nod cu șuruburi de inima stâlpului și talpa grinzii

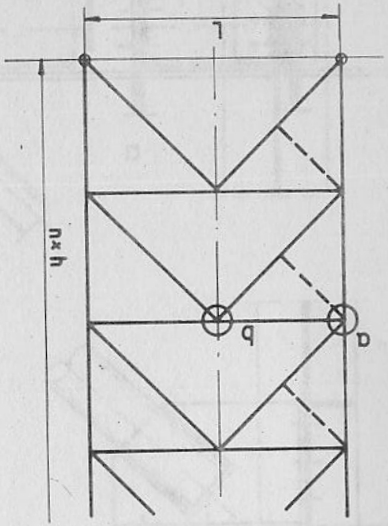


Fig. 10.6. Contravântuire verticală

longitudinale, sau poate să fie sudat la șantier de acestea. Secțiunile diagonalelor pot fi alcătuite din două corniere (fig. 10.7 a), dintr-o țeavă crestată pe o anumită lungime și sudată pe guseu (fig. 10.7 b) sau crestată și având din atelier sudate două plăci introduse în crestătură, prin intermediul cărora diagonala este prinsă în nod cu șuruburi (fig. 10.7 c). Distanța dintre plăcile de prindere trebuie să depășească cu 1–2 mm grosimea guseului și crestătura trebuie să fie suficient de lungă pentru introducerea diagonalei între guseele de la capetele barei. În figura 10.7 d este arătată soluția la care secțiunea diagonalei este alcătuită din două profile U.

Soluția constructivă a unui nod intermediar de pe grinda longitudinală este arătată în figura 10.7 e.

În figura 10.8 a este prezentată soluția constructivă a nodului contravântuirii verticale executată cu doi pereți iar în figura 10.8 b soluția nodului intermediar. Riglele longitudinale sunt executate din două elemente U distanțate, prinse în nod de tălpile stâlpului cu aceleași gusee verticale de care sunt prinse în nod și diagonalele contravântuirii. De asemenea cu gusee verticale fixate de tălpile stâlpului sunt prinse și grinzile longitudinale din panourile necontravântuite. Soluția constructivă de alcătuire a contravântuirii verticale și a riglelor

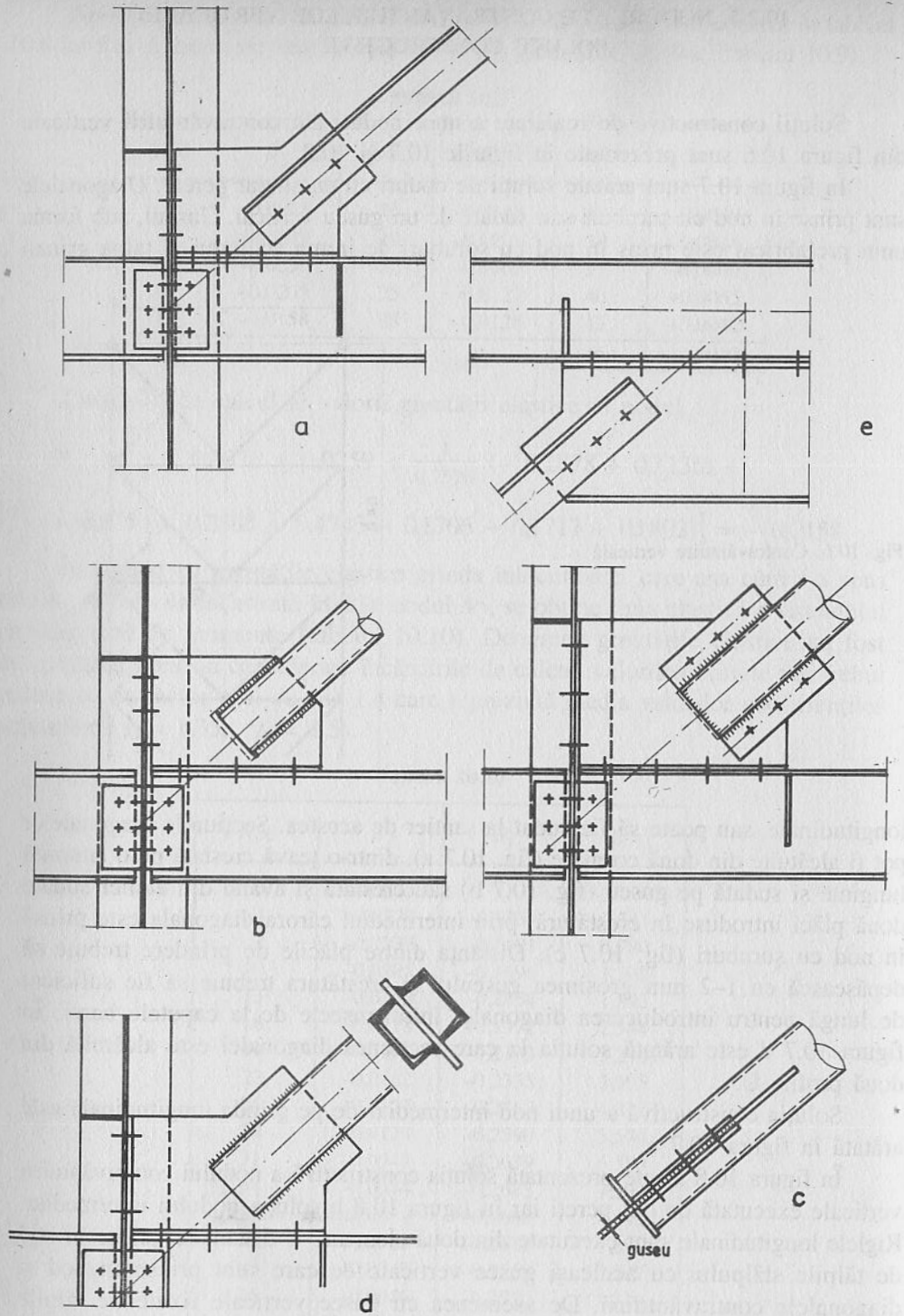


Fig. 10.7. Noduri cu un singur perete

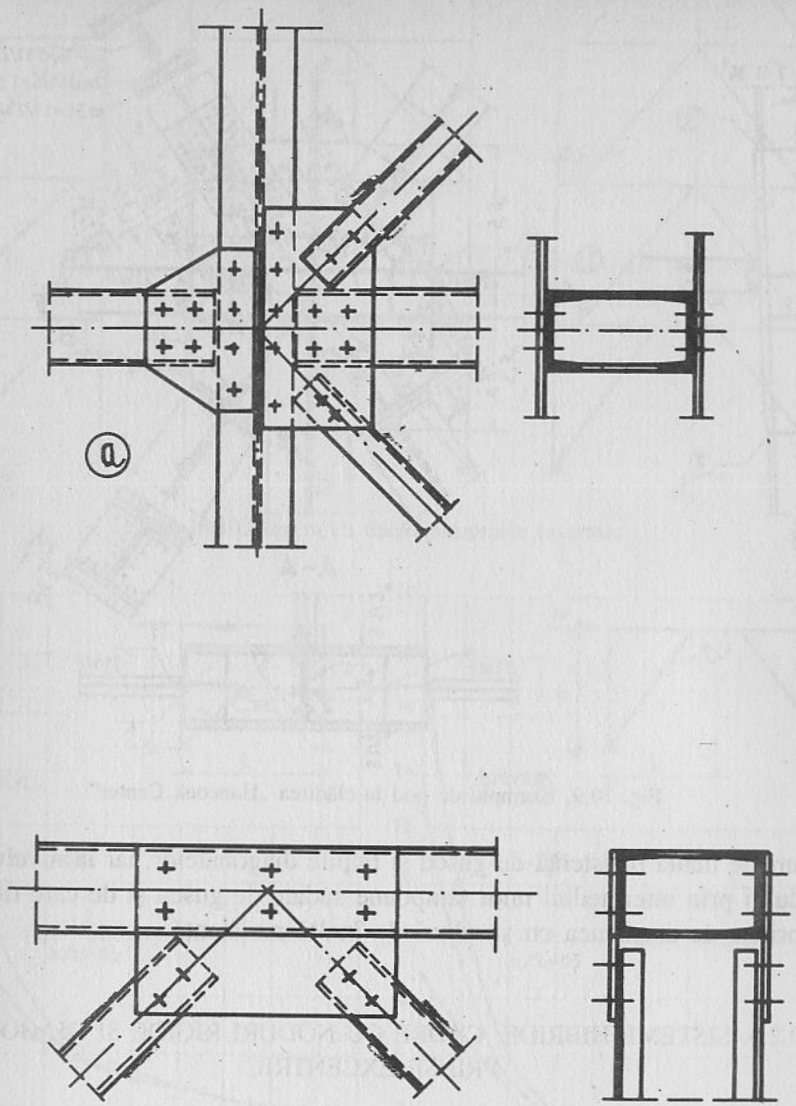


Fig. 10.8. Noduri cu doi pereți

longitudinale cu doi pereți, are avantajul că fixează și mărește rigiditatea la răsucire a secțiunii transversale a stâlpului. Detaliile constructive ale nodurilor de prindere ale contravântuirii la baza stâlpilor sunt date în figura 15.21.

În figura 10.9 este prezentat un nod al contravântuirii din pereții exteriori ai clădirii John Hancock Center din Chicago. Nodul este alcătuit din două gusee cu grosime de 3–1 / 2" (88,9 mm) sudate cap la cap de tălpile stâlpului. Prinderea diagonalelor la nivelul superior al nodului este realizată cu eclise prinse cu

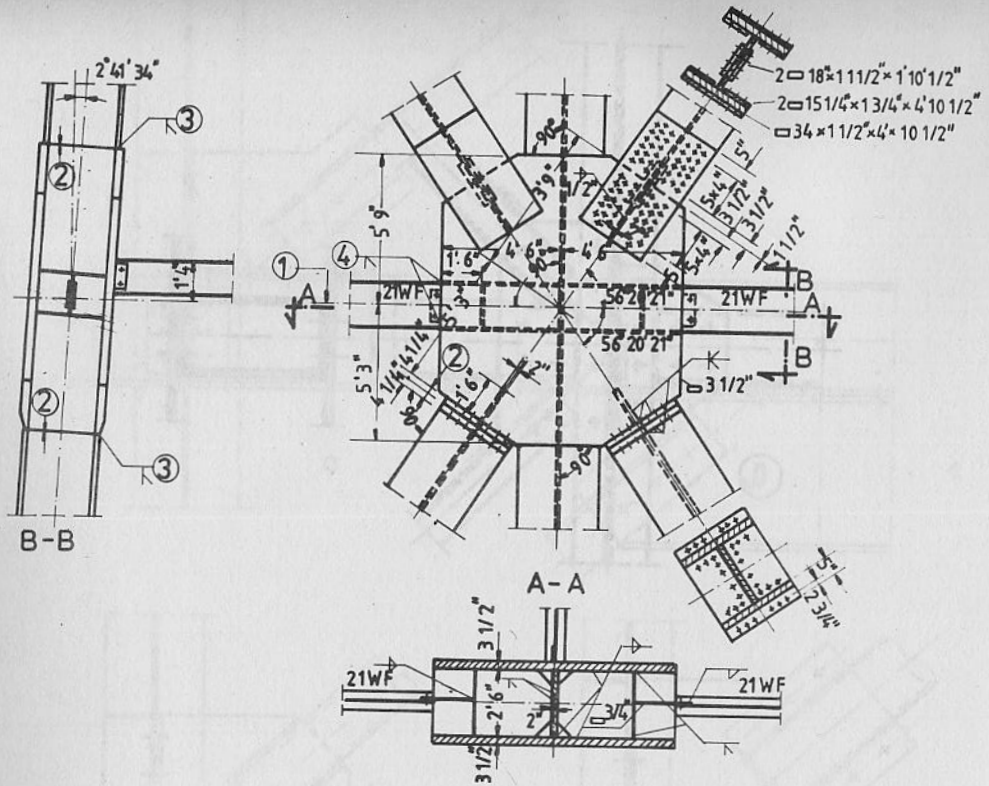


Fig. 10.9. Exemplu de nod la clădirea „Hancock Center"

șuruburi de înaltă rezistență de guseu și tălpile diagonalelor, iar la nivelul inferior al nodului prin intermediul unor tampoane sudate de guseu și de care diagonalele sunt prinse de asemenea cu șuruburi de înaltă rezistență.

10.2.6. SISTEME HIBRIDE: CADRE CU NODURI RIGIDE ȘI DIAGONALE PRINSE EXCENTRIC

Cadrele cu noduri rigide și diagonale prinse excentric pe lângă o rigiditate mare la forțe orizontale, au și o ductilitate ridicată, ceea ce le recomandă ca structuri cu o bună comportare la încărcările seismice. Ductilitatea ridicată se datorește atât cadrului propriu-zis cât și elementului scurt, numit Link, rezultat din prinderea excentrică a diagonalei contravântuirii de rigla cadrului [10.2].

Aceste porțiuni scurte pot să fie marginale, Link de margine (fig. 10, a și e) sau centrale, Link de mijloc (fig. 10, b). Modificarea rigidității contravântuirii în funcție de valoarea raportului e / L este prezentată în diagramele din figura 10.11 pentru cele două cazuri: Link de margine și Link de mijloc având ca parametru raportul h / L. Înclinația diagonalelor se recomandă să fie între 40° și 50°.

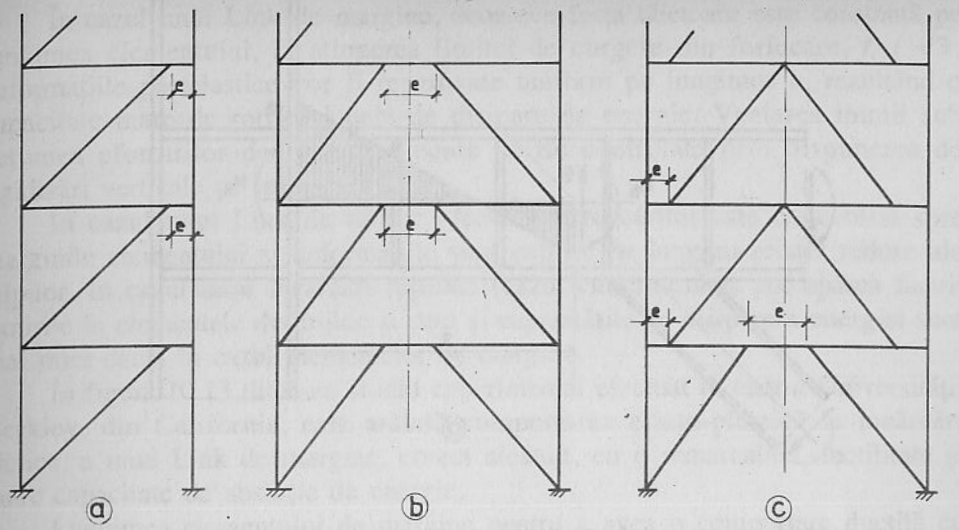


Fig. 10.10. Sistem cu diagonale prinse excentric

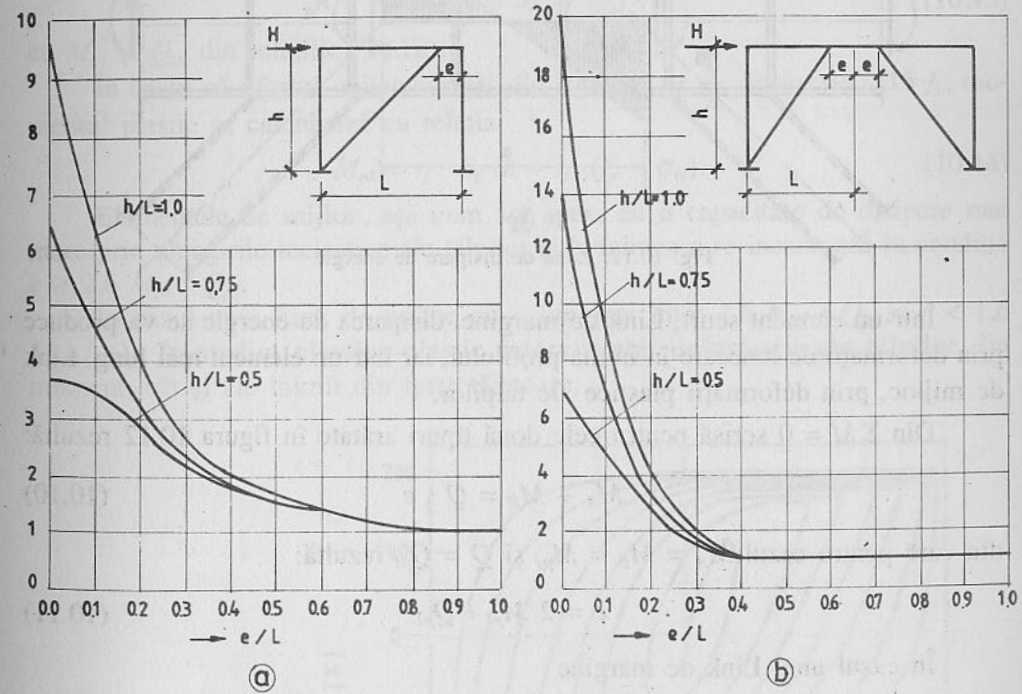


Fig. 10.11. Modificarea rigidității în funcție de raportul e/L

Capacitatea sistemului hibrid de disipare de energie constă în principal din comportarea elastico-plastică a elementului Link determinată de lungimea e a excentricității (fig. 10.12). În funcție de această lungime a elementului Link se va produce o plastificare din acțiunea momentelor de încovoiere, sau a forțelor tăietoare sau din acțiunea combinată a lor [10.2] [10.3].

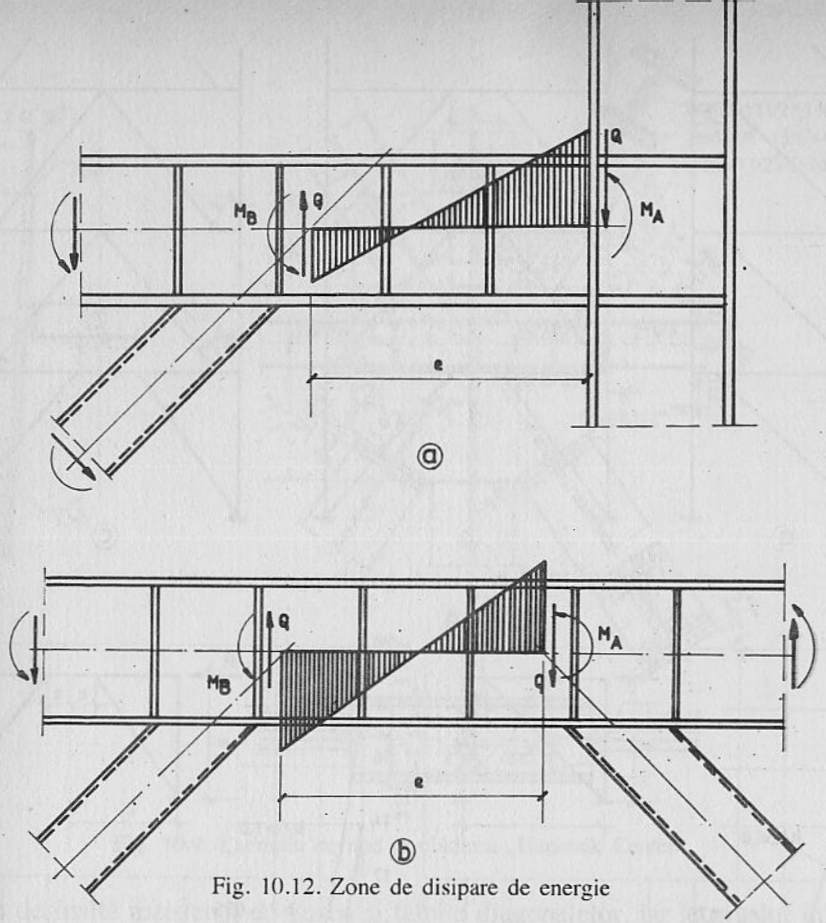


Fig. 10.12. Zone de disipare de energie

Într-un element scurt, Link de margine, disiparea de energie se va produce prin deformații de lunecare în inima profilului, iar într-un element mai lung, Link de mijloc, prin deformații plastice ale tălpilor.

Din $\Sigma M = 0$ scrisă pentru cele două tipuri arătate în figura 10.12 rezultă:

$$M_A + M_B = Q \cdot e \tag{10.10}$$

din care pentru cazul $M_A = M_B = M_{pl}$ și $Q = Q_{pl}$ rezultă:

$$e = 2\ M_{pl} / Q_{pl} \tag{10.11}$$

În cazul unui Link de margine

$$e < 2\ M_{pl} / Q_{pl}$$

În cazul unui Link de mijloc

$$e > 2\ M_{pl} / Q_{pl}$$

cu:

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y \quad \text{și} \quad Q_{pl} = A_i\, f_y / \sqrt{3} \tag{10.12}$$

În cazul unui Link de margine, deoarece forța tăietoare este constantă pe lungimea elementului, la atingerea limitei de curgere din forfecare, $f_y / \sqrt{3}$, deformațiile postelastice vor fi repartizate uniform pe lungimea e, rezultând o capacitate mare de rotire și deci de disipare de energie. Voalarea inimii sub acțiunea eforturilor de forfecare poate să fie controlată prin dispunerea de rigidizări verticale pe inima grinzii.

În cazul unui Link de mijloc efectul plastificărilor este concentrat spre marginile elementului și deformațiile sunt extinse pe lungimi relativ reduse ale tălpilor. În cazul unor încărcări repetate (cazul cutremurului) pot apărea fisuri. Rotirile în elementele de mijloc și deci și capacitățile de disipare a energiei sunt mai mici decât în cazul elementelor de margine.

În figura 10.13 dintr-un studiu experimental efectuat în cadrul Universității Berkley, din California, este arătată comportarea elasto-plastică la încărcări ciclice, a unui Link de margine, corect alcătuit, cu o remarcabilă ductilitate și mare capacitate de absorție de energie.

Lungimea elementului de margine pentru a avea o comportare ductilă cu siguranță suficientă se recomandă:

$$e \le 1{,}6\ M_{pl} / Q_{pl} \tag{10.13}$$

cu M_{pl} și Q_{pl} din relațiile (10.12).

În cazul că efortul unitar normal din riglă $\sigma_N = \frac{N}{A}$ depășește $0{,}15\ f_y$, momentul plastic se calculează cu relația

$$M_{pl} = t_f \cdot b_f (h - t_f)\ (f_y - \sigma_N). \tag{10.14}$$

Elementele de mijloc, așa cum s-a spus, au o capacitate de disipare mai mare prin alungirile inelastice ale tălpilor și lungimea e se încadrează în condiția $e \ge 2{,}6\ M_{pl} / Q_{pl}$.

În cazul unui Link de mijloc cu o lungime între $2{,}6\ M_{pl} / Q_{pl} < e < 1{,}6\ M_{pl} / Q_{pl}$ în stadiul elastico-plastic intervin atât deformații ale tălpilor din moment, cât și ale inimii din forța tăietoare.

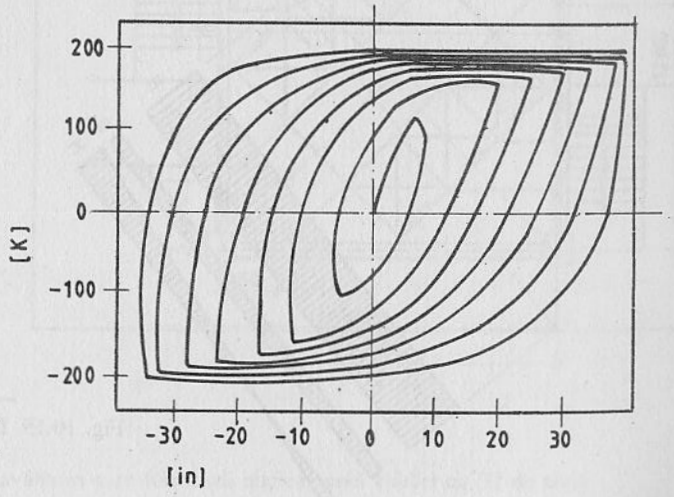


Fig. 10.13. Comportare elastico-plastică determinată experimental

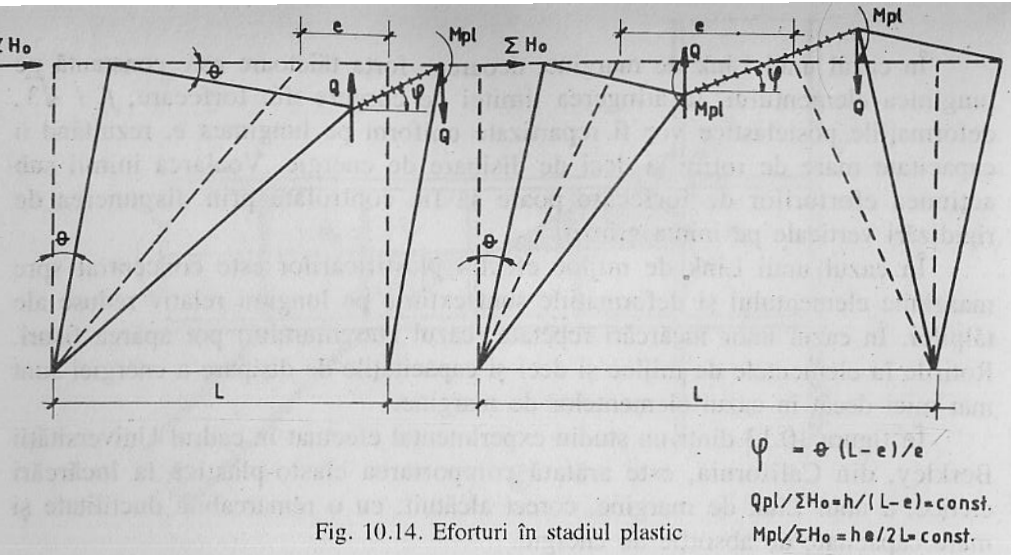


Fig. 10.14. Eforturi în stadiul plastic

Pentru a evita cedări premature în elementul de mijloc rotirile sunt limitate la $\varphi_u = 0{,}08$ radiani pentru Link cu lungimea $1{,}6\ M_{pl} / Q_{pl}$ și $\varphi_u = 0{,}02$ radiani pentru Link cu lungimea $2{,}6\ M_{pl} / Q_{pl}$.

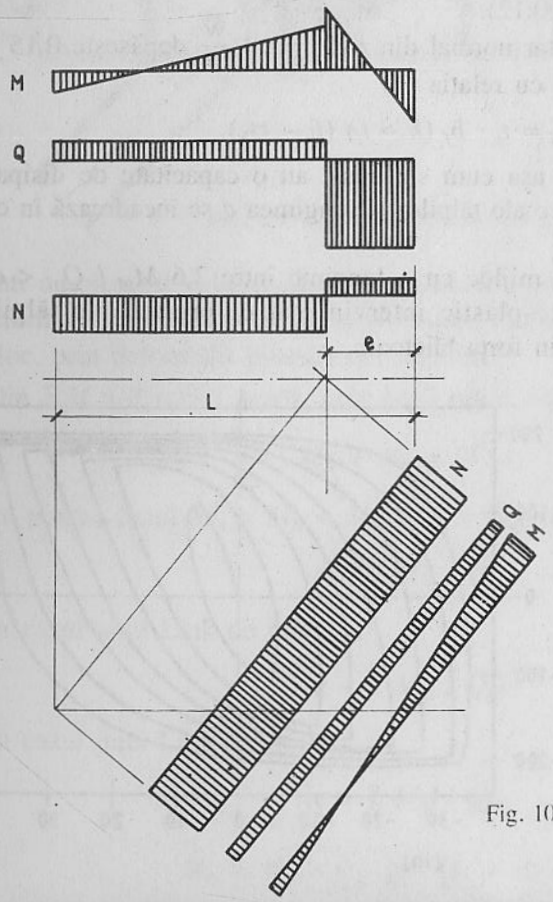


Fig. 10.15. Diagrame de eforturi în rigle și diagonale

Pentru lungimi intermediare se interpolează liniar.

În stadiul limită ultim, momentul plastic ținând seama de fenomenul de ecruisare va fi $M_u = 1{,}5\ M_{pl}$.

Mărimile statice în stadiul plastic, așa cum rezultă din figura 10.14 sunt în funcție de forțele orizontale seismice $\Sigma\ H_o$, care acționează deasupra nivelului respectiv, influența momentelor din stâlpi fiind neglijabilă $M_{st} << M_{pl}$.

În riglele cadrului în afară de solicitările de încovoiere cu valori mari ale momentelor la capetele Link-ului, intervin forțe axiale foarte mari din eforturile din diagonale (fig. 10.15). Rigidizările verticale ale inimii pe lungimea elementului marginal se recomandă să respecte următoarele distanțe

$$a = 32\ t_w - d\ /\ 5 \text{ pentru } \varphi_u = 0{,}08 \text{ rad}$$

$$a = 56\ t_w - d\ /\ 5 \text{ pentru } \varphi_u = 0{,}04 \text{ rad}$$

unde d reprezintă lungimea diagonalei.

Pentru rotiri intermediare se interpolează liniar.

În [10.2] se recomandă ca rotirea ultimă φ_u să nu depășească valoarea 1,06 radiant, deoarece de la acest unghi de rotire apar defecte foarte mari la planșeele clădirii.

Detalii de alcătuire a nodurilor unor contravântuiri verticale care formează nucleul unei clădiri cu 22 etaje la care diagonalele sunt descentrate la prinderea de stâlpi cu 1500 mm, sunt arătate în figura 10.16. Introducerea unui Link

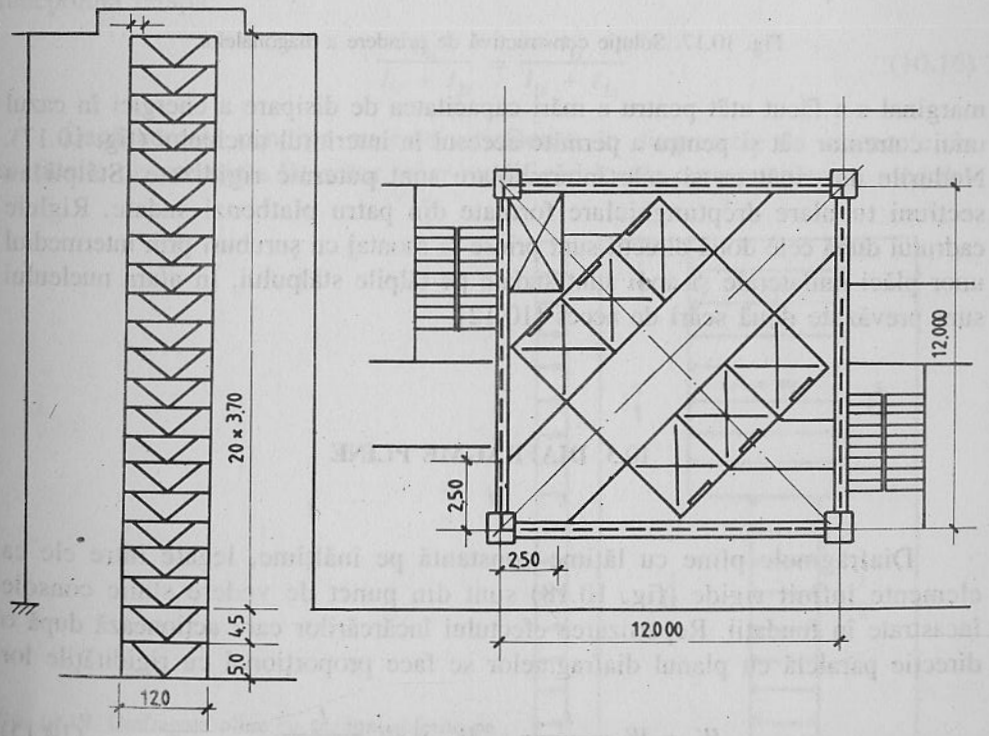


Fig. 10.16. Contravântuiri care formează nucleul unei clădiri cu 32 de etaje

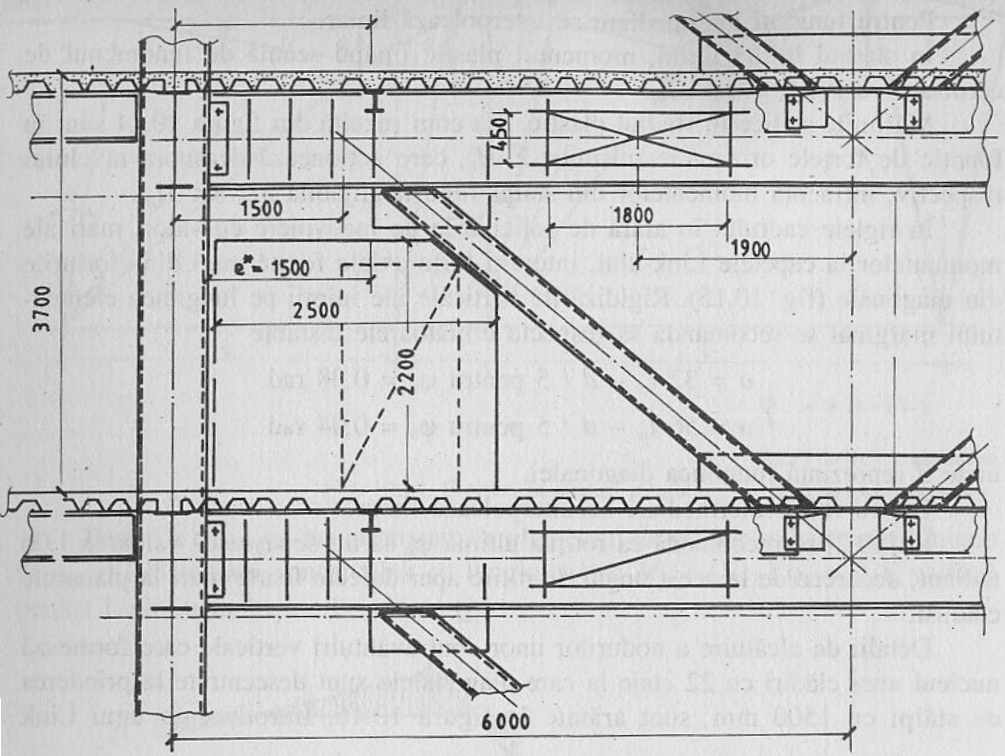


Fig. 10.17. Soluție constructivă de prindere a diagonalelor

marginal s-a făcut atât pentru a mări capacitatea de disipare a energiei în cazul unui cutremur cât și pentru a permite accesul în interiorul nucleului (fig. 10.17). Nodurile de capăt ca și cele intermediare sunt puternic rigidizate. Stâlpii au secțiuni tubulare dreptunghiulare formate din patru platbenzi sudate. Riglele cadrului după cele două direcții sunt prinse la montaj cu șuruburi prin intermediul unor plăci unilaterale și apoi sunt sudate pe tălpile stâlpului. În afara nucleului sunt prevăzute două scări de acces [10.12].

10.3. DIAFRAGME PLINE

Diafragmele pline cu lățime constantă pe înălțime, legate între ele ca elemente infinit rigide (fig. 10.18) sunt din punct de vedere static console încastrate în fundații. Repartizarea efectului încărcărilor care acționează după o direcție paralelă cu planul diafragmelor se face proporțional cu rigiditățile lor

$$W_1 = W \frac{I_1}{I_1 + I_2}\ ;\quad W_2 = W \frac{I_2}{I_1 + I_2}. \tag{10.15}$$

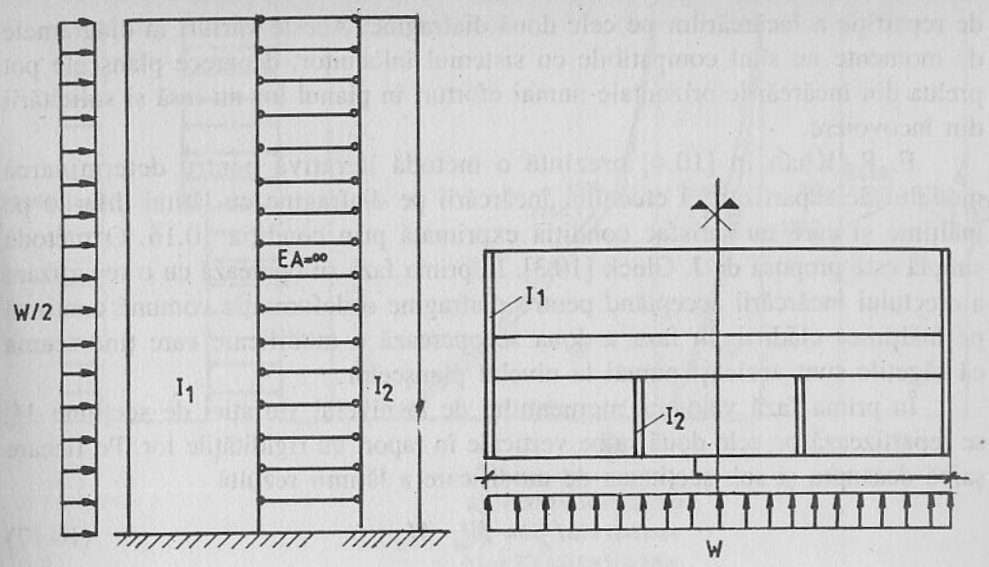


Fig. 10.18. Diafragme pline

Aceeași regulă de distribuire a încărcării rămâne valabilă și atunci când lățimea diafragmelor se modifică pe înălțime (fig. 10.19) cu condiția să fie îndeplinită relația:

$$\frac{I_{1i}}{I_{1i} + I_{2i}} = \frac{I_{1s}}{I_{1s} + I_{2s}} \tag{10.16}$$

Dacă această condiție nu este satisfăcută, în diagramele de momente, în secțiunile de variație a lățimilor, apar modificări locale corespunzătoare modului

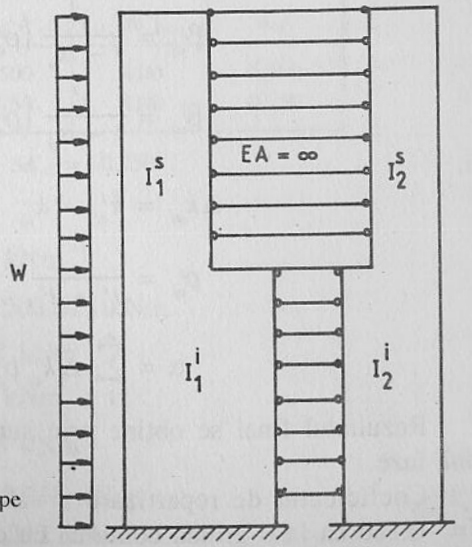


Fig. 10.19. Diafragme pline cu secțiuni diferite pe înălțime

de repartiție a încărcărilor pe cele două diafragme. Aceste vârfuri în diagramele de momente nu sunt compatibile cu sistemul înlocuitor, deoarece planșeele pot prelua din încărcările orizontale numai eforturi în planul lor nu însă și solicitării din încovoiere.

F. R. Khan în [10.4] prezintă o metodă iterativă pentru determinarea modului de repartizare a efectului încărcării pe diafragme cu lățimi diferite pe înălțime și care nu satisfac condiția exprimată prin condiția 10.16. O metodă simplă este propusă de J. Gluck [10.3]. În prima fază se operează cu o repartizare a efectului încărcării acceptând pentru diafragme o deformație comună continuă pe înălțimea clădirii. În faza a doua se operează o modificare care ține seama că săgețile sunt aceleași numai la nivelul planșeelor.

În prima fază valoarea momentului de la nivelul variației de secțiune M_a se repartizează pe cele două șaibe verticale în raport cu rigiditățile lor. Pe fiecare șaibă deasupra și sub secțiunea de modificare a lățimii rezultă

$$M^s_{aj} = K^s_{aj} \cdot M_a \tag{10.17}$$

$$M^i_{aj} = K^i_{aj} \cdot M_a \tag{10.18}$$

în care:

$$K^s_{aj} = \frac{I^s_j}{\sum_1^n I^s_i} \quad \text{și} \quad K^i_{aj} = \frac{I^i_j}{\sum_1^n I^i_i}. \tag{10.19}$$

Momentele din secțiunea a (M^s_{aj} și M^i_{aj}) trebuie corectate cu $\overline{M}^s_{aj}$ și $\overline{M}^i_{aj}$ care rezultă din:

$$\overline{M}^s_{aj} = -\beta^s_{aj} \cdot M_a \tag{10.20}$$

$$\overline{M}^i_{aj} = -\beta^i_{aj} \cdot M_a \tag{10.21}$$

în care:

$$\beta^s_{aj} = \frac{1}{1-\alpha_a}\left(\rho^s_{aj}\,\Delta k_{aj} - \alpha_a k^s_{aj}\right) \tag{10.22}$$

$$\beta^i_{aj} = \frac{1}{1-\alpha_a}\left(\rho^j_{aj}\,\Delta k_{aj} - \alpha_a k^i_{aj}\right)$$

cu:

$$\left.\begin{aligned} \Delta k_{aj} &= k^i_{aj} - k^s_{aj} \\ \rho^s_{aj} &= \frac{I^s_j}{I^s_j + I^i_j} \qquad \rho^j_{aj} = \frac{I^i_j}{I^i_j + I^s_j} \\ \alpha &= \sum_1^n \Delta k_{ai}\,\rho^s_{ai} - \sum_1^n \Delta k_{ai} \cdot \rho^i_{ai} \end{aligned}\right\} \tag{10.23}$$

Rezultatul final se obține prin suprapunerea rezultatelor obținute în cele două faze.

Coeficientul de repartizare a valorii momentului de corecție se va lua $\mu = -0{,}286$ ca la o grindă continuă cu deschideri egale.

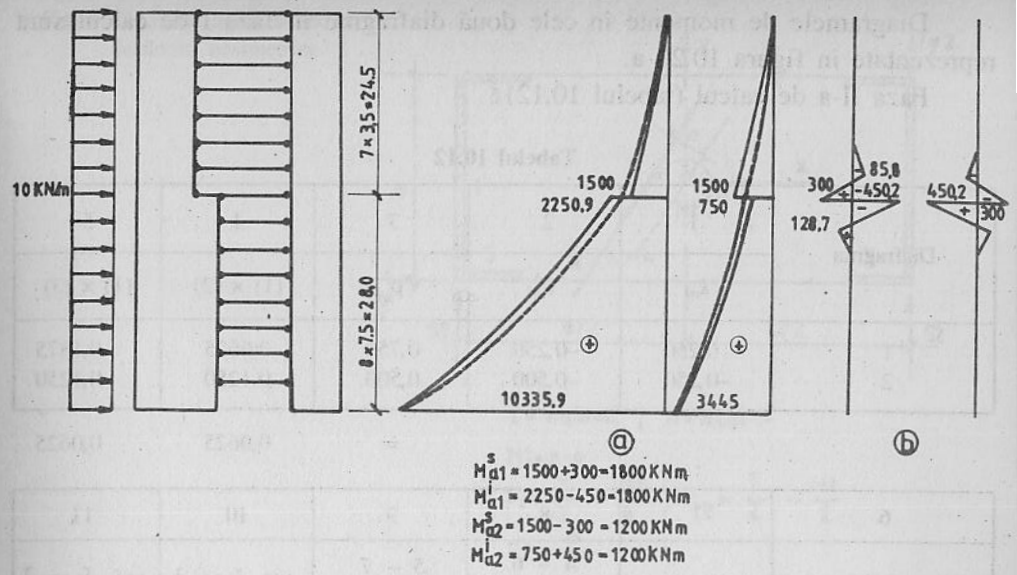


Fig. 10.20. Exemplu numeric

Exemplu numeric 10.2

Să se determine diagramele de momente pe cele două diafragme cuplate din figura 10.20, diafragme care evident nu satisfac condiția exprimată în relația 10.16.

Valorile secțiunilor transversale sunt date în tabelul 10.11.

Tabelul 10.11

Etajele	Diafragma 1		Diafragma 2	
	I [m^4]	$K_{aj}\,I$	[m^4]	K_{aj}
9–15	4,00	0,500	4,00	0,500
1–8	12,00	0,750	4,00	0,250

$\Delta K_{a1} = 0{,}250$ $\qquad$ $\Delta K_{a2} = -0{,}250$

Faza I de calcul

$M_a = 10{,}0 \times 24{,}5^2\,\frac{1}{2} = 3001{,}25$ kNm

$M^s_{a_1} = M^s_{a_2} = 3001{,}25 \times 0{,}50 = 1500{,}625$ kNm

$M^i_{a_1} = 3001{,}25 \times 0{,}75 = 2250{,}938$ kNm

$M^i_{a_2} = 3001{,}25 \times 0{,}25 = 750{,}312$ kNm

$M_0 = 10{,}0 \times 52{,}5^2\,\frac{1}{2} = 13781{,}25$ kNm

$M_{01} = 13\ 781{,}25 \times 0{,}75 = 10\ 335{,}938$ kNm;

$M_{02} = 13\ 781{,}25 \times 0{,}25 = 3\ 445{,}312$ kNm.

Diagramele de momente în cele două diafragme în faza I de calcul sunt reprezentate în figura 10.20 a.

Faza II-a de calcul (tabelul 10.12)

Tabelul 10.12

Diafragma	1	2	3	4	5
	k_{aj}	ρ^s_{aj}	ρ^i_{aj}	(1) × (2)	(1) × (3)
1	0,250	–0,250	0,750	–0,0625	0,1875
2	–0,250	–0,500	0,500	0,1250	–0,1250
			=	0,0625	0,0625

6		7	8	9	10	11
$\alpha_a \cdot k^s_{aj}$		$\alpha_a \cdot k^i_{aj}$	$\frac{4-6}{1-\alpha}$	$\frac{5-7}{1-\alpha}$	M^s_{aj} [kNm]	M^i_{aj} [kNm]
1	0,03125	0,04688	–0,1000	0,1500	+300,125	–450,187
2	0,03125	0,01562	+0,1000	– 0,1500	–300,125	+450,187

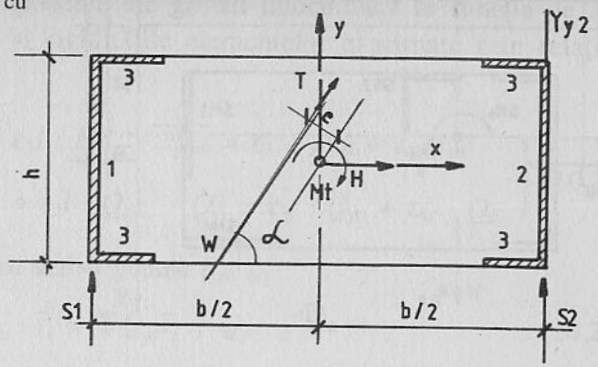
În figura 10.14 a sunt prezentate diagramele de momente în cele două diafragme cu discontinuităţile în secţiunea *a*. În figura 10.20 b sunt prezentate corecţiile obţinute în faza a II-a de calcul. Suprapunând cele două tipuri de diagrame se obţine pentru fiecare diafragmă, diagrama de momente, marcată în figura 10.20 a cu linie întreruptă care, aşa cum rezultă şi din relaţiile prezentate în figură, elimină discontinuităţile în cele două diagrame de momente.

Corecţiile momentelor în secţiunile de deasupra şi de sub secţiunea *a* sunt foarte mici şi dispar practic la al trilea nivel.

10.3.1. SISTEME FĂRĂ SIMETRIE GEOMETRICĂ

În cazul unor distribuţii simetrice în plan a diafragmelor, dar cu încărcări excentrice (fig. 10.21), precum şi în cazul unor diafragme distribuite fără să respecte simetrii axiale în plan, de exemplu, situaţia din figura 10.22, în afară de solicitări din încovoiere şi forfecare apar şi solicitări din torsiune. Într-un calcul simplificat se poate admite că efectul torsiunii este descompus într-un cuplu de forţe orizontale, preluat de cele două diafragme cele mai depărtate, aşa cum este arătat în figura 10.22.

Fig. 10.21. Diafragme simetrice cu încărcări nesimetrice

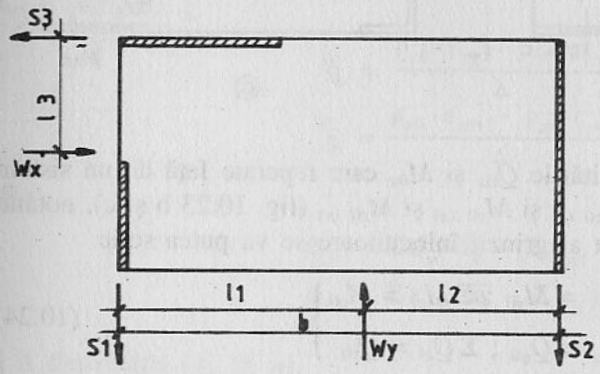


$T = W\sin\alpha$; $H = W\cos\alpha$

$Mt = n \cdot e$

$S_1 = \frac{T}{2} + \frac{Mt}{b}$; $S_2 = \frac{T}{2} - \frac{Mt}{2}$

$S_3 = \frac{H}{4}$



Din Wy

$S_1 = Wy\frac{l2}{b}$; $S_2 = Wy\frac{l1}{b}$

Din Wx

$S_3 = Wx$

$S_1 = -S_2 = Wx\cdot\frac{l3}{b}$

Fig. 10.22. Diafragme nesimetrice

10.3.2. METODA GRINZII ÎNLOCUITOARE

Un calcul mai exact privind solicitarea din torsiune, se poate conduce considerând întregul sistem de diaframe ca o grindă [10.5], pentru care sunt valabile toate relaţiile din statica construcţiilor. Planşeele se consideră cu o rigiditate infinită la eforturi axiale, deci deplasările de la acelaşi nivel a tuturor elementelor sunt identice, iar legăturile lor cu diafragmele sunt articulate. Sistemul grinzii înlocuitoare este o consolă cu încastrare în $x = 0$, cu o încărcare uniformă pe înălţime, p_0 = const., sau o forţă concentrată la nivelul superior al consolei.

10.3.2.1. Solicitarea la încovoiere a grinzii înlocuitoare. Grinda înlocuitoare, ale cărei solicitări sunt notate cu indicele *O*, este încărcată în centrul de forfecare S_{M0} (fig. 10.23), încât în această fază apar numai deplasări nu şi

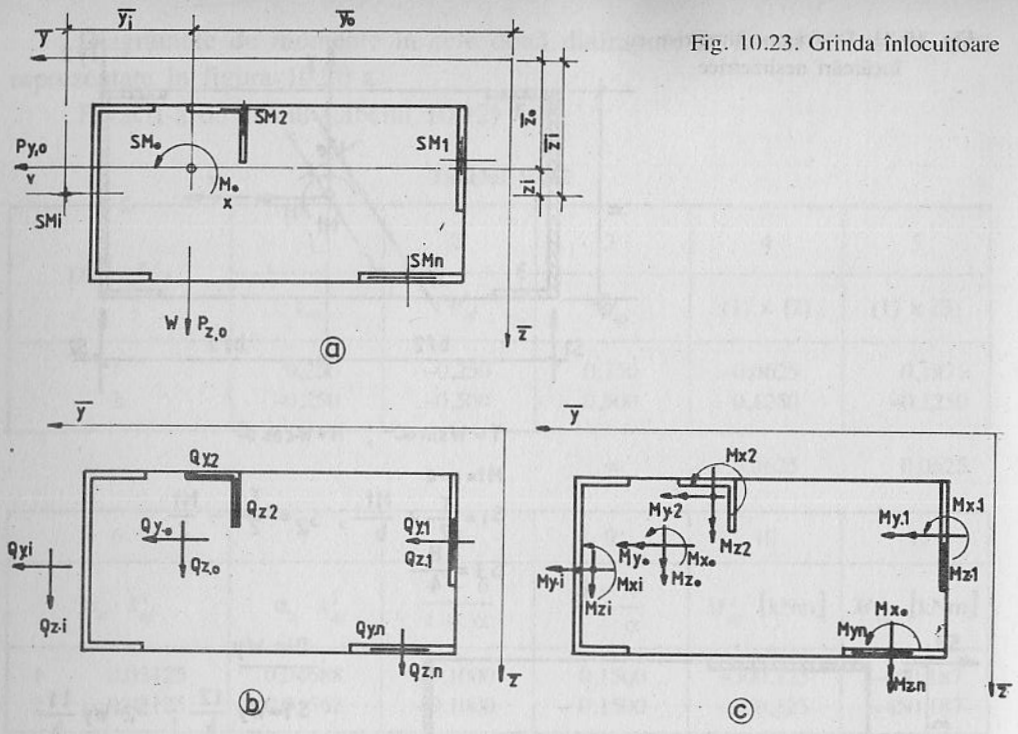


Fig. 10.23. Grinda înlocuitoare

rotiri. Încărcarea produce solicitările Q_{0x} și M_{0x} care reperate față de un sistem de axe $x - y$ vor fi $Q_{y0\ (x)}$ și $Q_{z0\ (x)}$ și $M_{y0\ (x)}$ și $M_{z0\ (x)}$ (fig. 10.23 b și c). notând cu i fiecare element component al grinzii înlocuitoare se va putea scrie

$$\left.\begin{aligned} \Sigma M_{yi} &= M_{y0}\ ;\ \Sigma M_{zi} = M_{z0} \\ \Sigma Q_{yi} &= Q_{q0}\ ;\ \Sigma Q_{zi} = Q_{z0} \end{aligned}\right\} \tag{10.24}$$

Notând cu:

$$\varepsilon_{yi} = \frac{EI_{yi}}{EI_c};\quad \varepsilon_{zi} = \frac{EI_{zi}}{EI_c};\quad \varepsilon_{yzi} = \frac{EI_{yzi}}{EI_c};$$

cu I_c = cu o valoare constantă, se va putea scrie:

$$\varepsilon_{y0} = \Sigma \varepsilon_{yi};\quad \varepsilon_{z0} = \Sigma \varepsilon_{zi};\quad \varepsilon_{yz0} = \Sigma \varepsilon_{yzi} \tag{10.25}$$

Notând mai departe:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_{1i} &= -\frac{\varepsilon_{yzi}\cdot\varepsilon_{y0} - \varepsilon_{yi}\cdot\varepsilon_{yz0}}{\Delta};\quad \varepsilon_{3i} = \frac{\varepsilon_{zi}\cdot\varepsilon_{y0} - \varepsilon_{yzi}\cdot\varepsilon_{yz0}}{\Delta} \\ \varepsilon_{2i} &= -\frac{\varepsilon_{yzi}\cdot\varepsilon_{yz0} - \varepsilon_{yi}\cdot\varepsilon_{z0}}{\Delta};\quad \varepsilon_{4i} = \frac{\varepsilon_{zi}\cdot\varepsilon_{yz0} - \varepsilon_{yzi}\cdot\varepsilon_{z0}}{\Delta} \end{aligned}\right\} \tag{10.26}$$

cu

$$\Delta = \varepsilon_{y0}\cdot\varepsilon_{z0} - \varepsilon_{yz0}^2 \tag{10.26 a}$$

solicitările în elementele componente ale grinzii înlocuitoare în funcție de M_{y0} și M_{z0}, respectiv Q_{y0} și Q_{z0} și rigiditățile elementelor exprimate prin relațiile (10.26), rezultă:

$$\left.\begin{aligned} M_{yi} &= \varepsilon_{1i}\cdot M_{z0} + \varepsilon_{2}i\cdot M_{yo};\quad M_{zi} = \varepsilon_{3i}\cdot M_{z0} + \varepsilon_{4i}M_{y0} \\ Q_{zyi} &= -\varepsilon_{1i}\cdot Q_{y0} + \varepsilon_{2}i\cdot Q_{zi};\quad Q_{yi} = \varepsilon_{3i}\cdot Q_{y0} + \varepsilon_{4i}\cdot Q_{z0} \end{aligned}\right\} \tag{10.27}$$

Din condiția de echilibru scrisă pentru $P_{z0\ (x)}$

$$-\Sigma Q_{zi}\cdot\bar{y}_i + \Sigma Q_{yi}\bar{z}_i + Q_{z0}\cdot\bar{y}_0 = 0 \tag{10.28}$$

cu notațiile adimensionale:

$$\left.\begin{aligned} \bar{\eta}_i &= \bar{y}_i/l\ ;\quad \bar{\eta}_0 = \bar{y}_0^0/l\ ;\quad \eta_i = y_i/l\ ; \\ \bar{\xi}_i &= \bar{z}_i/l\ ;\quad \bar{\xi}_0 = \bar{y}_0/l\ ;\quad \xi_i = z_i/l\ ; \end{aligned}\right\} \tag{10.29}$$

Poziția centrului de forfecare $\bar{\eta}_0$ rezultă din ecuația (10.23) și analog pentru $p_{y0\ (x)}$ ordinata $\bar{\xi}_0$

$$\left.\begin{aligned} \bar{\eta}_0 &= \frac{\rho_{y0}\cdot\varepsilon_{z0} - \rho_{z0}\cdot\varepsilon_{yz0}}{\Delta} \\ \bar{\xi}_0 &= \frac{\rho_{y0}\cdot\varepsilon_{yz0} - \rho_{z0}\cdot\varepsilon_{y0}}{\Delta} \end{aligned}\right\} \tag{10.30}$$

cu:

$$\left.\begin{aligned} \rho_{y0} &= \Sigma\varepsilon_{yi}\cdot\bar{\eta}_i - \Sigma\varepsilon_{yzi}\cdot\bar{\xi}_i \\ \rho_{z0} &= \Sigma\varepsilon_{yzi}\cdot\bar{\eta}_i - \Sigma\varepsilon_{zi}\cdot\bar{\xi}_i \end{aligned}\right\} \tag{10.31}$$

și Δ din relația (10.26 a).

Ordonatele centrelor de forfecare ale fiecărui element component rezultă din:

$$\eta_i = \bar{\eta}_i - \bar{\eta}_0\ ;\quad \xi_i = \bar{\xi}_i - \bar{\xi}_0. \tag{10.32}$$

10.3.2.2. Solicitarea la torsiune a grinzii înlocuitoare. Ecuația de echilibru din răsucire față de axa x, conform cu figura 10.23 c rezultă:

$$M_{x0} = \Sigma M_{xi} + \Sigma Q_{zi}\cdot y_i - \Sigma Q_{yi}\cdot z_i. \tag{10.33}$$

Fiecare element component va avea o răsucire în centrul de răsucire propriu *SMI*, identică cu răsucirea x_0 în centrul de forfecare SM_0 al grinzii înlocuitoare și deplasările v_i și w_i ale centrului de răsucire, care pot fi exprimate prin distanțele y_i și z_i față de (SM_0) și rotirea grinzii θ_0 cu:

$$V_i = -\theta_0\cdot z_i \quad \text{și} \quad W_i = \theta_0\cdot y_i. \tag{10.34}$$

Introducând din nou deformațiile multiplicate cu EI_c:

$$V_i = EI_c v_i \quad \text{și} \quad W_i = EI_c w_i \tag{10.35}$$

în relațiile dintre solicitări și deformații din statica barei drepte se obțin pentru momente și forțe tăietoare următoarele:

$$\left.\begin{aligned} M_{yi} &= -\varepsilon_{yzi}\cdot V_i'' - \varepsilon_{yi} W_i'' \;;\quad M_{zi} = \varepsilon_{zi} V_i'' + \varepsilon_{yzi}\cdot W_i'' \\ Q_{zi} &= -\varepsilon_{yzi}\cdot V_i''' - \varepsilon_{yi} W''' \;;\quad Q_{yi} = -\varepsilon_{zi} V_i''' - \varepsilon_{yzi} W_i''' \end{aligned}\right\} \tag{10.36}$$

și înlocuind V_i și W_i prin relațiile (10.34) rezultă:

$$\left.\begin{aligned} Q_{zi} &= \theta_0''' \;(\varepsilon_{yzi}\cdot z_i - \varepsilon_{yi}\cdot y_i) \\ Q_{yi} &= \theta_0''' \;(\varepsilon_{zi}\cdot z_i - \varepsilon_{yzi}\cdot y_i) \end{aligned}\right\} \tag{10.37}$$

Tabelul 10.13

	a) $\varkappa \neq 0$	b) $\varkappa \to 0$
M_0	$\theta_0 = \frac{M_0 l}{\gamma_0}\left\{\frac{1}{\varkappa^4}\left[\frac{\varkappa \sinh\varkappa}{\cosh\varkappa}(\cosh\varkappa\xi - 1) - \varkappa\sinh\varkappa\xi + \varkappa^2\xi^2\right]\right\}$	$\theta_0 = \frac{M_0 l}{\gamma_0}\cdot\frac{1}{6}\xi^2(3-\xi)$
	$\left.\begin{aligned} M_{y,i} &= M_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ M_{z,i} &= M_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ B_i &= -M_0 l\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\left\{\frac{\sinh\varkappa\xi}{\varkappa\cosh\varkappa}\right\}$	$\left.\begin{aligned} M_{y,i} &= M_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ M_{z,i} &= M_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ B_i &= -M_0 l\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\{\xi\}$ (10.42)
	$\left.\begin{aligned} Q_{z,i} &= -\frac{M_0}{l}\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ Q_{y,i} &= \frac{M_0}{l}\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ M_{xw,i} &= M_0\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\left\{\frac{\cosh\varkappa\bar{\xi}}{\cosh\varkappa}\right\}$	$\left.\begin{aligned} Q_{z,i} &= -\frac{M_0}{l}\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ Q_{y,i} &= \frac{M_0}{l}\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ M_{xw,i} &= M_0\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\{1\}$
	$M_{xs,i} = M_0\cdot\frac{\delta_i}{\delta_0}\left\{1 - \frac{\cosh\varkappa\bar{\xi}}{\cosh\varkappa}\right\}$	$M_{xs\,i} = 0$
m_0	$\theta_0 = \frac{m_0 l^2}{\gamma_0}\left\{\frac{1}{\varkappa^4}\left[\frac{1-\varkappa\sinh\varkappa}{\cosh\varkappa}(\cosh\varkappa\xi - 1) - \varkappa\sinh\varkappa\xi + \varkappa^2\xi^2 - \frac{1}{2}\varkappa^2\xi^2\right]\right\}$	$Q_0 = \frac{m_0 l^2}{\gamma_0}\cdot\frac{1}{24}\xi^2(\xi^2 - 4\xi + 6)$
	$\left.\begin{aligned} M_{y,i} &= m_0 l\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ M_{z,i} &= m_0 l\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ B_i &= -m_0 l^2\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\left\{\frac{\cosh\varkappa\xi - \cosh\varkappa + \varkappa\sinh\varkappa\xi}{\varkappa^2\cosh\varkappa}\right\}$	$\left.\begin{aligned} M_{y,i} &= m_0 l\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ M_{z,i} &= m_0 l\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ B_i &= m_0 l^2\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\left\{\frac{1}{2}\bar{\xi}^2\right\}$ (10.43)
	$\left.\begin{aligned} Q_{z,i} &= -m_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ Q_{y,i} &= m_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ M_{xw,i} &= m_0 l\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\left\{\frac{\varkappa\cosh\varkappa\bar{\xi} - \sinh\varkappa\xi}{\varkappa\cosh\varkappa}\right\}$	$\left.\begin{aligned} Q_{z,i} &= -m_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\xi_i - \varepsilon_{y,i}\eta_i}{\gamma_0} \\ Q_{y,i} &= m_0\cdot\frac{\varepsilon_{yz,i}\eta_i - \varepsilon_{z,i}\xi_i}{\gamma_0} \\ M_{xw,i} &= m_0 l\cdot\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \end{aligned}\right\}\cdot\left\{\bar{\xi}\right\}$
	$M_{xs,i} = m_0 l\cdot\frac{\delta_i}{\delta_0}\cdot\left\{\bar{\xi} - \frac{\varkappa\cosh\varkappa\bar{\xi} - \sinh\varkappa\xi}{\varkappa\cosh\varkappa}\right\}$	$M_{xs,i} = 0$

Notând mai departe:

$$\delta_0 = \Sigma\,\delta_i \tag{10.38}$$

$$\gamma_0 = \Sigma(\gamma_i + \varepsilon_{yi}\eta_i^2 - 2\varepsilon_{yzi}\cdot\eta_i\cdot\xi_i + \varepsilon_{zi}\cdot\xi_i^2 \tag{10.39}$$

$$\chi^2 = \frac{\delta_0}{\gamma_0} \tag{10.40}$$

și introducând relația în ecuația 10.33 se obține ecuația diferențială a torsiunii grinzii înlocuitoare:

$$\theta_0''' - \frac{x^2}{l}\theta_0' = \frac{1}{\gamma_0}\frac{M_{x\cdot 0}}{l^2}. \tag{10.41}$$

Condițiile de margine pentru determinarea celor trei constante de integrare pentru grinda încastrată la un capăt și liberă la celălalt sunt:

$$\theta_0(\xi = 0) = 0 \;;\quad \theta_0'(\xi = 0) = 0 \;;\quad \theta_0''(\xi = 1) = 0$$

cu

$$\xi = x/l.$$

Cu soluția ecuației diferențiale Q_0 cunoscută, în tabelul 10.13 sunt date eforturile pentru cazul torsiunii în două situații de încărcare: cu un moment de torsiune M la vârful barei înlocuitoare sau cu un moment de torsiune m uniform repartizate pe lungimea barei. Din relațiile (10.42) și (10.43) din tabelul 10.13, rezultă că solicitările în barele componente ale sistemului înlocuitor sunt afine între ele. Împărțind la factorul de afinitate, rezultă solicitările generalizate (fig. 10.24) a căror valoare depinde de nivelul ξ (respectiv $\bar{\xi}$) și de un singur parametru de rigiditate χ al barei înlocuitoare. Din diagramele prezentate în fig. 10.24 se constată că pentru sistemele cu $\chi \leq 0{,}5$ se poate accepta cu suficientă aproximație simplificarea cu $\chi = 0$.

Exemplu numeric 10.3

Pentru sistemul de diafragme prezentat în figura 10.25 să se determine repartiția pe cele cinci diafragme a efectului încărcări orizontale $P = 100$ kN, forță care acționează după direcția z la nivelul superior al clădirii.

Dimensiunile și rigiditățile celor cinci diafragme sunt date în figura 10.25 și în tabelul 10.14.

Pentru diafragme 1 poziția centrului de forfecare rezultă din:

$$y_M = -\frac{3\times h^2}{h + 6b} = -\frac{3\times 1{,}85^2}{14{,}7 + 6\times 1{,}85} = -0{,}3980 \text{ m}$$

$$y_i = -0{,}3980 + 0{,}15 = -0{,}248 \text{ m}.$$

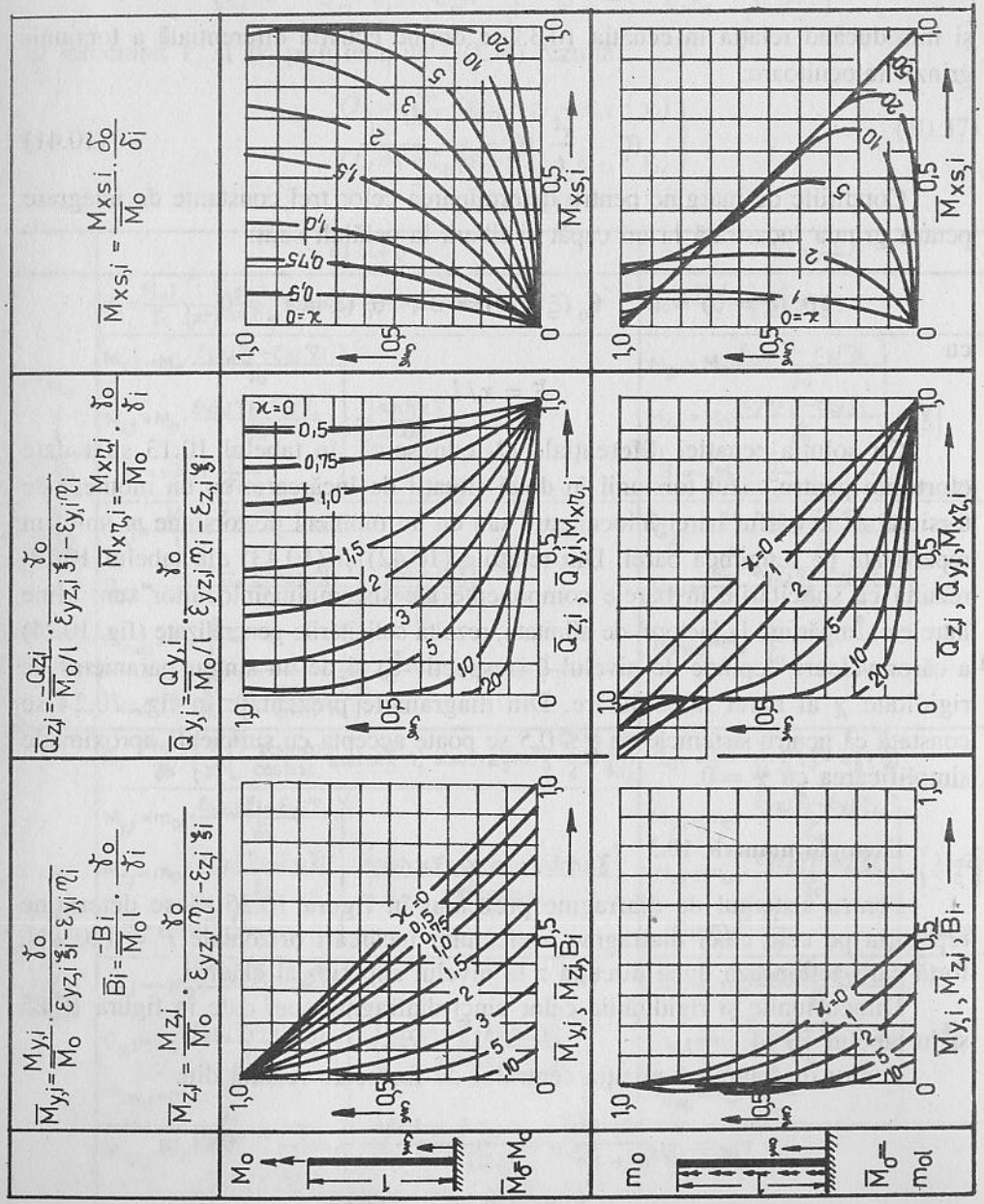


Fig. 10.24. Solicitări generalizate

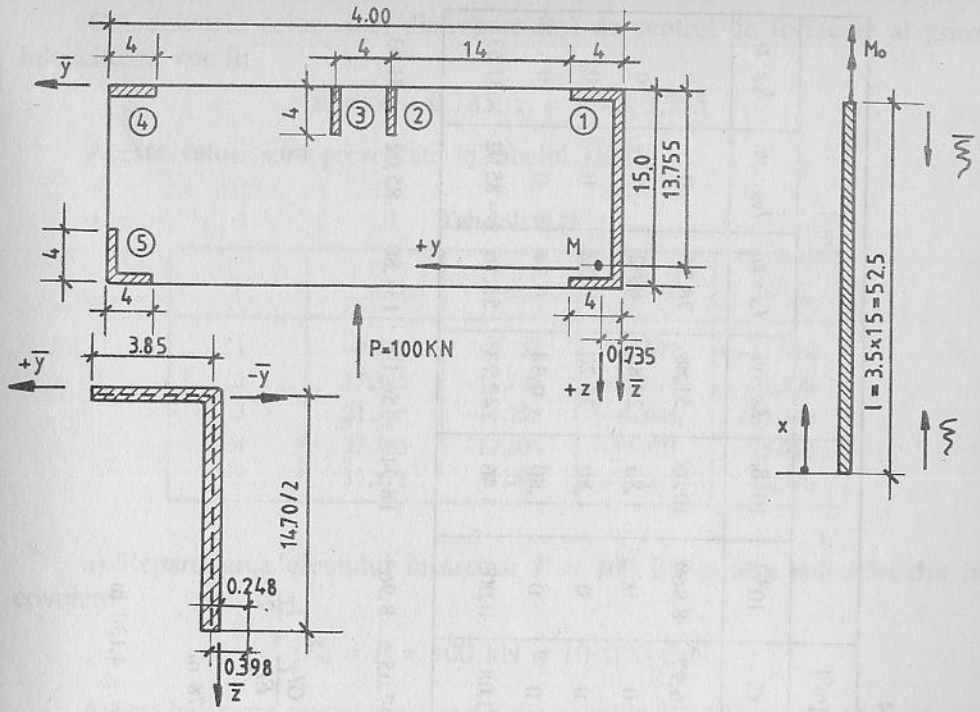


Fig. 10.25. Exemplu numeric

La diafragma 5 centrul de forfecare se află la intersecția axelor care împart grosimile aripilor în două:

Centrul de forfecare al grinzii înlocuitoare rezultă din relațiile (10.30)

$$\bar{\eta}_0 = \frac{3{,}578 \times 15{,}65 - (-4{,}130)(-2{,}13)}{215{,}91 \times 15{,}65 - (-2{,}13)^2} = \frac{47{,}2286}{3374{,}45} = +0{,}014$$

$$\bar{\zeta} = \frac{3{,}578(-2{,}13) - (-4{,}130)\,215{,}91}{215{,}91 \times 15{,}65 - (-2{,}13)^2} = +\frac{884{,}0876}{3374{,}45} = 0{,}262$$

$$y_0 = 0{,}014 \times 52{,}5 = 0{,}735 \text{ m}$$

$$z_0 = 0{,}262 \times 52{,}5 = 13\ 755 \text{ m}.$$

Dacă poziția centrului de forfecare ar fi determinată numai de rigiditatea la încovoiere a grinzii înlocuitoare, cele două coordonate ar rezulta:

$$y_0 = \frac{\int I_{vi} \cdot y_i}{\int I_{vi}} = \frac{156{,}19}{215{,}91} = 0{,}723 \text{ m}$$

$$z_0 = \frac{\int I_{zi} \cdot z_i}{\int I_{zi}} = \frac{131{,}09}{15{,}65} = 8{,}376 \text{ m}$$

$$e_0 = 20 - 0{,}735 = 19{,}265 \text{ m}$$

Tabelul 10.14

Diafrag.	[m]		[m⁴]				[m⁶]	–		[m⁵]			
	$\bar{y}_i$	$\bar{z}_i$	I_{yi}	I_{zi}	I_{yzi}	I_t	C_i	$10^2\gamma_i$	$10^2\delta_i$	$I_{yi}\cdot y_i$	$I_{zi}\cdot z_i$	$I_{yzi}\cdot y_i$	$I_{yzi}\cdot z_i$
1	– 0,248	7,50	209,18	10,45	0	0,202	246,97	8,960	10,08	– 51,88	78,36	0	0
2	18,0	2,00	1,60	0,009	0	0,036	0	0	1,80	28,80	0,02	0	0
3	22,0	2,00	1,60	0,009	0	0,036	0	0	1,80	35,20	0,02	0	0
4	38,0	0,15	0,009	1,60	0	0,036	0	0	1,80	0,34	0,24	0	0
5	39,85	14,85	3,58	3,58	– 2,13	0,069	0,08	0,003	3,46	142,73	53,16	– 85,02	– 31,63
=			ε_{z0} = 215,91	ε_{y0} = 15,6	ε_{yz0} = – 2,13	0,379	247,05	8,963	18,94	+156,19	131,80	– 85,02	– 31,63

$l = 3{,}5 \times 15 = 52{,}5$ m. $I_c = 1$; $\varepsilon_i = I_i$; $G = E/2$; $\gamma_i = \dfrac{C_i}{l^2}$; $\rho_i = \dfrac{GI_T}{EI_c} = \dfrac{I_T}{2}$

$$\rho_{y0}\cdot l = \Sigma\,\varepsilon_{yi}\cdot\bar{\eta}_i - \Sigma\,\varepsilon_{yzi}\cdot\bar{\xi} = 156{,}19 + 31{,}63 = 187{,}87 \rightarrow \rho_{y0} = 3{,}578 \text{ m}$$

$$\rho_{z0}\cdot l = \Sigma\,\varepsilon_{yzi}\cdot\bar{\eta}_i - \Sigma\,\varepsilon_{zi}\cdot\bar{\xi} = -85{,}02 - 131{,}80 = -216{,}82 \rightarrow \rho_{z0} = -4{,}130 \text{ m}$$

Coordonatele celor cinci diafragme față de centrul de forfecare al grinzii înlocuitoare vor fi:

$$y_i = y_i - 0{,}735;\ z_i = z_i - 13{,}755$$

Aceste valori sunt prezentate în tabelul 10.15.

Tabelul 10.15

i	y_i	z_i	$10^2\,\eta_i$	$10^2\,\xi_i$
1	–0,983	–6,255	–1,872	–11,914
2	17,365	–11,755	+33,076	–22,390
3	21,365	–11,755	+40,695	–22,390
4	37,365	–13,605	+71,171	–25,914
5	39,115	+1,095	+74,505	+2,086

a) Repartizarea efectului încărcării P = 100 kN pentru solicitări din încovoiere

$$Q_{z0} = P = 100 \text{ kN} = 10\,000 \text{ daN}.$$

Având încărcare numai după axa z din relațiile (10.27) pentru Q_{yi} și Q_{zi} vor fi reținute numai

$$Q_{zi} = +\,\varepsilon_{zi}\cdot Q_{z0} \quad \text{și} \quad Q_{yi} = -\,\varepsilon_{yi}\,Q_{z0}$$

din grupul de relații (10.26) rezultă:

$$\varepsilon_{2i} = -\frac{\varepsilon_{yzi}\cdot\varepsilon_{yz0} - \varepsilon_{yi}\cdot\varepsilon_{z0}}{\Delta};\quad \varepsilon_{4i} = -\frac{\varepsilon_{zi}\cdot\varepsilon_{yz0} - \varepsilon_{yzi}\cdot\varepsilon_{z0}}{\Delta};$$

cu

$$\Delta = \varepsilon_{y0}\cdot\varepsilon_{z0} - \varepsilon_{yz0} = 215{,}91 \times 15{,}65 - (-2{,}13)^2 = 3\ 383{,}53$$

$$\varepsilon_{2i} = \frac{15{,}65}{3383{,}5}\cdot\varepsilon_{yi} + \frac{2{,}13}{3383{,}5}\,\varepsilon_{yzi} = 4{,}625\cdot10^{-3}\,\varepsilon_{yi} + 6{,}295\cdot10^{-4}\,\varepsilon_{yzi}$$

$$\varepsilon_{4i} = \frac{2{,}13}{3383{,}5}\cdot\varepsilon_{zi} + \frac{15{,}65}{3383{,}5}\,\varepsilon_{yzi} = -\,6{,}295\cdot10^{-4}\,\varepsilon_{zi} - 4{,}625\cdot10^{-3}\,\varepsilon_{yzi}$$

Cu aceste valori forțele tăietoare pentru diafragma i rezultă:

$$Q_{zi} = 46{,}25\cdot\varepsilon_{yi} + 6{,}29\cdot\varepsilon_{yzi}\ [\text{daN}]$$

$$Q_{yi} = 6{,}29\cdot\varepsilon_{zi} - 46{,}25\cdot\varepsilon_{yzi}\ [\text{daN}]$$

În tabelul 10.16 sunt prezentate valorile forțelor tăietoare în cele cinci elemente care compun grinda înlocuitoare.

Tabelul 10.16

Forţe tăietoare-solicitări de încovoiere

	1	2	3	4	5	Σ
Q_{yi}	−65,73	−0,06	−0,06	−10,06	+76,00	+0,09
Q_{zi}	9675	74	74	0,4	179,0	9 998,4

b) Repartizarea efectului încărcării $P = 100$ kN pentru solicitări din torsiune.

Deoarece forţa P acţionează la distanţă $e = 19{,}265$ m intervine un moment de răsucire.

$$M_0 = 100 \times 19{,}265 = 1926{,}5 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_0}{l} = \frac{1926{,}5}{52{,}5} = 36{,}69 \text{ kN} = 3669 \text{ daN}$$

Din ecuaţiile (10.38), (10.39) şi (10.40) se determină δ_0, γ_0 şi χ^2

$$\delta_0 = \Sigma \delta_i = \frac{1}{2}\, 0{,}379 = 0{,}1895$$

$$\chi^2 = \frac{0{,}1895}{2{,}9361} = 0{,}0645; \rightarrow \chi = 0{,}254$$

Tabelul 10.17

	γ_i	$\varepsilon_{yi} \cdot \eta_i$	$-2\varepsilon_{yzi} \cdot \eta_i \xi_i$	$\varepsilon_{zi}\xi^2$	Σ
1	0,0896	+0,0768	0	+0,1483	0,3147
2	0	+0,1816	0	+0,0040	0,1856
3	0	+0,2650	0	+0,0040	0,2690
4	0	+0,0045	0	+0,1074	0,1119
5	0	−1,9872	+0,0662	+0,0015	2,0549

$\Sigma = 2{,}9361$

Repartizarea efectului încărcării $M_0 = Pe$ pe cele cinci diafragme care alcătuiesc grinda de înlocuire, se operează cu relaţiile date în tabelul 10.13 pentru cazul $\chi = 0$

$$Q_{zi} = \frac{M_0}{l} \frac{\varepsilon_{yi} \cdot \eta_i - \varepsilon_{yzi} \cdot \xi_i}{\gamma_0} = \frac{3669}{2{,}9361} (\varepsilon_{yi} \cdot \eta_i - \varepsilon_{yzi} \cdot \xi_i)$$

$$Q_{yi} = 1\ 249{,}62\ (\varepsilon_{yzi} \cdot \eta_i - \varepsilon_{zi} \cdot \xi_i)$$

$$M_{xwi} = M_0 \frac{\gamma_i}{\gamma_0} = 65{,}61\ \gamma_i \quad [\text{kNm}]$$

Tabelul 10.18

	γ_i	$\varepsilon_{yi}\eta_i$	$\varepsilon_{yzi} \cdot \xi_i$	Σ	$\varepsilon_{yzi}\eta_i$	$\varepsilon_{zi} \cdot \xi_i$	Σ
1	0,0896	−3,915	0	−3,915	0	+1,245	1,245
2	0	+0,529	0	+0,529	0	+0,002	0,002
3	0	+0,651	0	+0,651	0	+0,002	0,002
4	0	+0,006	0	+0,006	0	+0,414	0,414
5	0	+2,667	+0,044	+2,711	−1,587	−0,075	−1,662

$\Sigma = 0$ $\qquad$ $\Sigma = 0$

Cu valorile date în tabelul 10.18, se determină valorile forţelor tăietoare în cele cinci diafragme, valori care sunt date în tabelul 10.19.

Tabelul 10.19

Forţe tăietoare-solicitări torsiune

Dia-fragma	1	2	3	4	5	Σ
Q_{yi}	−4 892	661	814	8	3 388	−21
Q_{zi}	+1 556	2	2	517	−2 077	0

În tabelul 10.20 sunt prezentate valorile forţelor tăietoare din cele două solicitări încovoiere şi torsiune.

Tabelul 10.20

Forţe tăietoare totale

Dia-fragma	1	2	3	4	5	
Q_{yi}	−4 957	661	814	−2	3 464	−20
Q_{zi}	11 231	76	76	517	−1 898	10 002

Momentul de răsucire împiedicată

$$M_{xwi} = M_0 \frac{\gamma_i}{\gamma_0} \left[\frac{\cos h\ x\ \xi}{\cos h\ x}\right] = 65{,}6\ \gamma_i \left[\frac{\cos h\ x\ \xi}{\cos h\ \xi}\right] \quad [\text{kNm}].$$

Momentul de răsucire liberă (St. Venant)

$$M_{xsi} = M_0 \frac{\delta_i}{\delta_0} \left[1 - \frac{\cos h\ x\ \bar{\xi}}{\cos h\ x}\right] = \frac{192{,}65}{0{,}1895}\, \delta_i \left[1 - \frac{\cos h\ x\ \bar{\xi}}{\cos h\ x}\right] =$$

$$= 1016{,}68_i \left[1 - \frac{\cos h\ x\ \bar{\xi}}{\cos h\ x}\right]$$

Momentul total va fi:

$$M_{xi} = M_{xwi} + M_{xsi}$$

ξ reprezintă nivelul $\frac{l - x}{l}$ (vezi figura 10.19).

10.3.3. SISTEME COMPUSE DIAFRAGME-CADRE

În cazul structurilor alcătuite din diafragme pline și cadre rigide, o metodă de calcul relativ simplă și cu rezultate suficient de exacte a fost propusă de Khan și Sbarounis [10.6]. Așa cum este prezentat în figura 10.26, structura se consideră alcătuită dintr-un sistem parțial I, reprezentat prin diafragma care înlocuiește toate diafragmele clădirii și un sistem parțial II format dintr-un cadru cu doi stâlpi și rigle, care înlocuiește toate cadrele rigide formate din stâlpi și rigle.

Momentul de inerție al diafragmei I_w este egal cu suma momentelor de inerție ale diafragmelor existente. Suma momentelor de inerție a tuturor cadrelor rigide I_s, se imparte în două pe cei doi stâlpi ai sistemului parțial II. Cele două sisteme sunt legate prin rigle a căror moment de inerție I_A este egal cu suma momentelor de inerție ale tuturor riglelor legate de diafragme. Suma momentelor

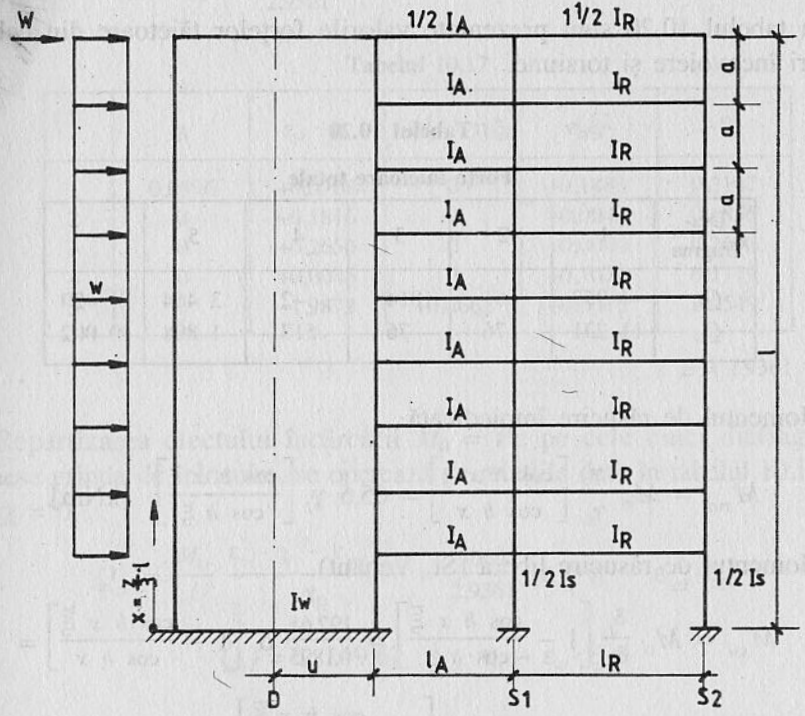


Fig. 10.26. Sistem compus diafragma-cadru

de inerție a celorlalte rigle nelegate de diafragme I_R, este reprezentată prin riglele din panoul doi al cadrului înlocuitor (fig. 10.26).

Dacă deschiderile l_A și l_R la cele două tipuri de rigle sunt diferite, se lucrează cu deschideri medii pentru l_A și l_R.

Spre deosebire de Khan și Sbarounis, care pentru repartizarea efectului încărcării prevede o metodă iterativă, în [10.7], este prezentată o metodă aproximativă care admițând pentru diafragma W o rigiditate infinită la deformare, permite o exprimare explicită pentru toate solicitările prezentate în tabelul 10.21.

Tabelul 10.21

Solicitările în sistemul compus diafragmă-cadru

<table>
<tr><td>Parametrul sistemului</td><td colspan="3">$$\alpha^2 = \frac{12 \cdot l^2}{a} \cdot \frac{\left(\frac{a+u}{l_A}\right)^2 I_A}{\frac{l_A(1+\eta_1)}{} + \frac{I_R}{l_R(1+\eta_2)}} \over I_w + I_s \qquad (10.44)$$</td></tr>
<tr><td>Valori ajutătoare</td><td colspan="3">$$\eta_1 = \frac{6\Delta_1}{l_A};\quad \eta_2 = \frac{6\Delta_2}{l_R} + \frac{aI_R}{l_R I_s}\left(1 + 2\frac{\Delta_2}{l_R}\right) \qquad (10.45)$$</td></tr>
<tr><td>Poziția momentelor nule</td><td colspan="3">$$\Delta_1 = \frac{l_A}{6}\frac{\frac{\varphi_2}{\vartheta} - 1}{\frac{\varphi_2}{\vartheta} + 1 + \frac{2u}{l_A}};\quad \Delta_2 = \frac{l_R}{6}\frac{\frac{\varphi_3}{\vartheta} - \frac{\varphi_2}{\vartheta}}{\frac{\varphi_3}{\vartheta} + \frac{\varphi_2}{\vartheta}} \qquad (10.46)$$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Sistemul de ecuații pentru determinarea valorilor
φ_2/ϑ și φ_3/ϑ</td><td>φ_2/ϑ</td><td>φ_3/ϑ</td><td></td></tr>
<tr><td>$3I_s + \frac{2aI_A}{l_A} + \frac{2aI_R}{l_R}$</td><td>$\frac{aI_R}{l_R}$</td><td>$3I_s - \frac{aI_A}{l_A} - \frac{3au\,I_A}{l_A^2}$</td></tr>
<tr><td>$\frac{aI_R}{l_R}$</td><td>$3I_s + \frac{2aI_R}{l_R}$</td><td>$3I_s$</td></tr>
<tr><td>Forțele tăietoare din lamele cu funcția $q(x)$ din ecuația (10.</td><td colspan="3">$$q_1(x) = \frac{l^2\left(1+\frac{u}{l_A}\right)}{l_A^2(1+\eta_1)}\frac{I_A}{I_W + I_s}\cdot\bar{q}(x)$$
$$q_2(x) = \frac{l^2}{l_A^2(1+\eta_2)}\frac{I_R}{I_W + I_s}\cdot\bar{q}(x) \qquad (10.47)$$</td></tr>
<tr><td>Momente în stâlpi</td><td colspan="3">Diafragmă: $M_{IW}(x) = \frac{I_W}{I_W + I_s}\frac{a^2 l^2}{12}\bar{q}'(x)$
Stâlpii S_1 și S_2 $M_{s1}(x)$, $M_{s2}(x) = \frac{\frac{1}{2}I_s}{I_W + I_s}\frac{al^2}{12}\bar{q}'(x) \qquad (10.48)$</td></tr>
</table>

a) Astfel pentru forţele tăietoare din rigle cu $\xi = \frac{x}{l}$ şi $\overline{q}'(\xi) = l\overline{q}(x)$ din relaţiile (10.47) şi tabelul 10.21 rezultă:

Panoul 1.

$$\xi < 1 \quad Q_1(\xi_x) = \frac{l^2\left(1 + \frac{u}{I_A}\right)}{l_A^2\left(1 + \eta_1\right)} \frac{I_A}{I_W + I_s} \overline{q}(\xi_x) \cdot a \tag{10.49}$$

$$\xi = 1 \quad Q_1(1) = \frac{l^2\left(1 + \frac{u}{I_A}\right)}{l_A^2\left(1 + \eta_1\right)} \frac{I_A}{I_W + I_s} \overline{q}(1) \cdot a \tag{10.50}$$

Panoul 2.

$$\xi < 1 \quad Q_2(\xi_x) = \frac{l^2}{l_A^2\left(1 + \eta_2\right)} \frac{I_R}{I_W + I_s} \overline{q}(\xi_x) \cdot a \tag{10.51}$$

$$\xi < 1 \quad Q_2(1) = \frac{l^2}{l_A^2\left(1 + \eta_2\right)} \frac{I_R}{I_W + I_s} \overline{q}(1) \cdot a. \tag{10.52}$$

b) Momentele din stâlpi se obţin prin suprapunerea:

1. momentului determinat pentru stâlpul respectiv în funcţie de rigiditatea sa la încovoiere raportată la rigiditatea tuturor stâlpilor, valoarea momentului fiind $M_{ss}(x) = M_{ES1}(x) + M_{ES2}(x)$. Valorile celor două momente M_{ES1} şi M_{ES2} se calculează cu relaţiile (10.48) din tabelul (10.21).

2. şi, din diferenţa de moment care echilibrează la nivelul fiecărui planşeu momentul de încastrare al riglei.

Momentul de capăt al riglei poate fi determinat cu ajutorul valorilor, care definesc poziţia momentului cu valoarea zero (10.46); pentru panourile dintre stâlpi, mijlocul deschiderii poate fi acceptat ca poziţie de $M = 0$.

După [10.8] sunt date diagrame care permit determinarea valorilor $\overline{q}(x)$ din figurile 10.27 a şi 10.27 b şi $q(x)$ din figurile 10.27 c şi 10.27 d. Diagramele sunt construite în funcţie de factorul θ (relaţia 10.42 din tabelul 10.21) şi $\xi = x/l$ (diferite nivele ale clădirii) pentru o încărcare uniform distribuită şi pentru o forţă concentrată W acţionând la nivelul superior.

Cu valorile $\overline{q}(x)$ şi $\overline{q}'(x)$ cunoscute, pot fi determinate valorile forţelor tăietoare şi momentelor (vezi tabelul 10.21 şi relaţiile (10.49) (10.52)).

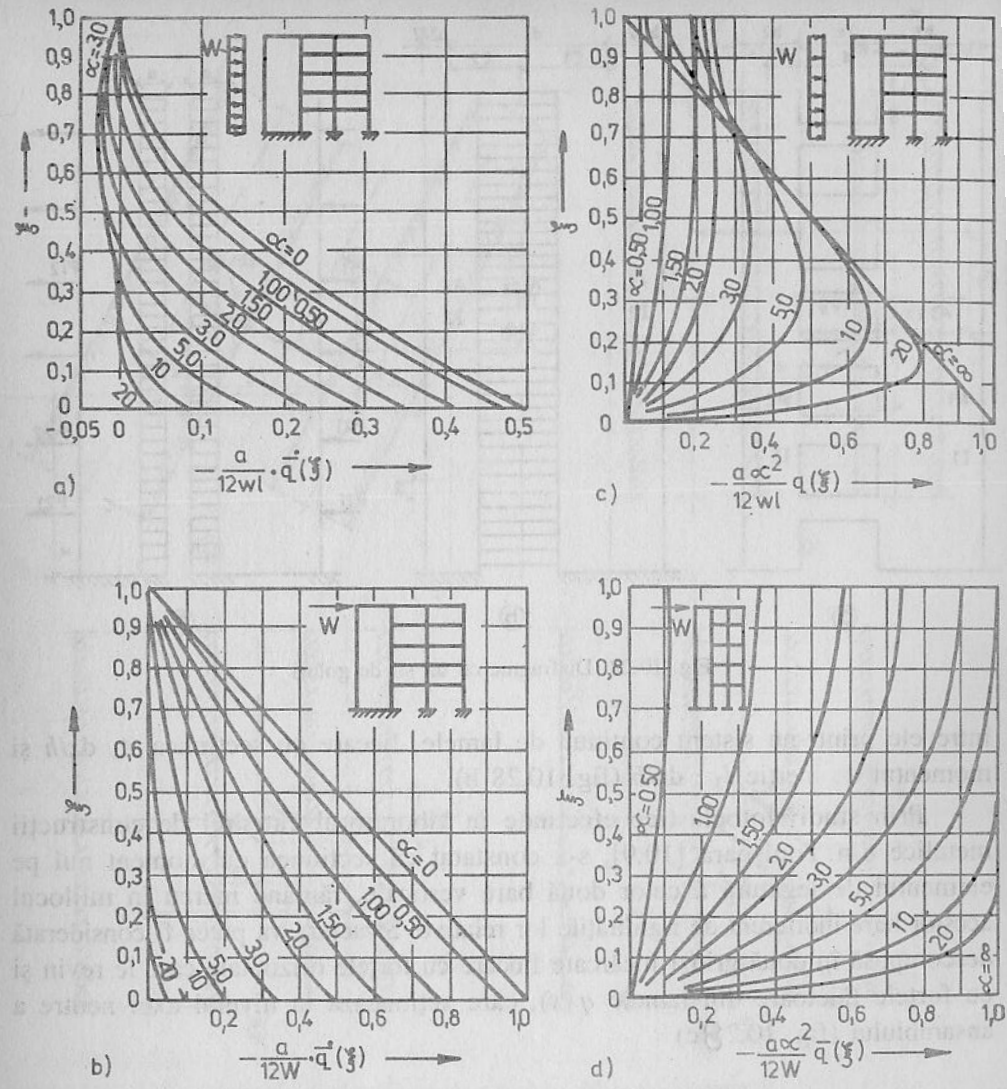


Fig. 10.27. Diagrame pentru determinarea valorilor $\overline{q}_x$ şi q_x

10.4. DIAFRAGME CU UN ŞIR DE GOLURI

Din necesităţile funcţionale, în diafragmele pline sunt prevăzute goluri care se repetă identic de la etaj la etaj (fig. 10.28 a). Structura formată din două bare cu secţiunea şi momentul de inerţie A_1, I_1 respectiv A_2, I_2, legate din distanţă în distanţă prin bare cu secţiunea A_3 şi momentul de inerţie I_3, o imaginăm ca formată din două bare cu secţiunile şi momentele de inerţie de mai sus, legate

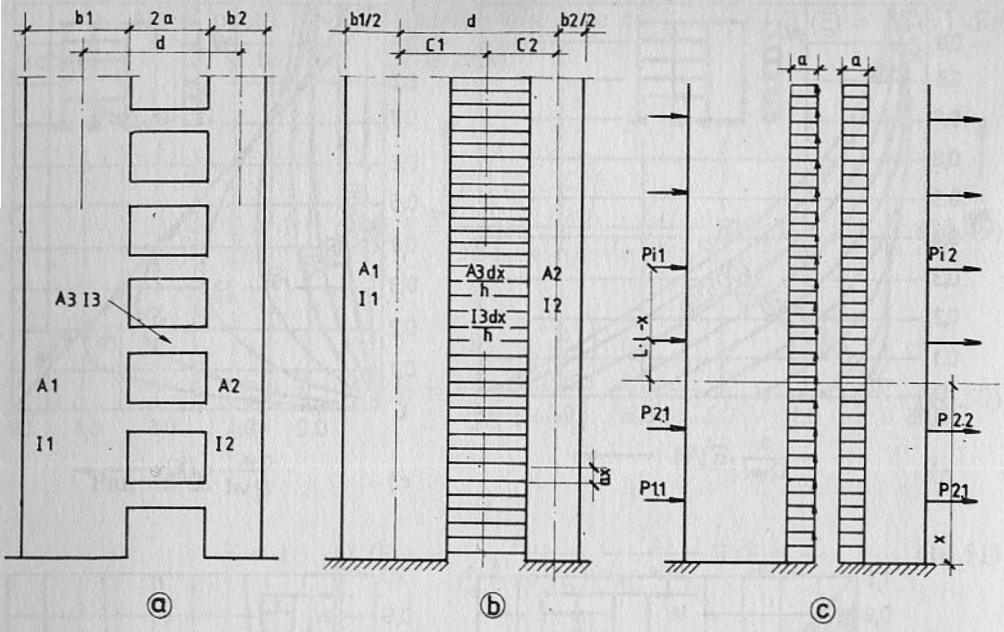


Fig. 10.28. Diafragme cu un șir de goluri

între ele printr-un sistem continuu de lamele, fiecare cu secțiunea $A_3\ dx/h$ și momentul de inerție $I_3 \cdot dx/h$ (fig. 10.28 b).

Prin studii fotoelastice efectuate în laboratorul catedrei de construcții metalice din Timișoara [10.9], s-a constatat că secțiunea cu moment nul pe elementul de legătură a celor două bare verticale, rămâne mereu în mijlocul acestor bare indiferent de rigiditățile lor relative. Structura va putea fi considerată descompusă în două grinzi încărcate fiecare cu forțele orizontale care le revin și cu forțele tăietoare din lamele $q(x)$, care acționează la nivelul axei neutre a ansamblului (fig. 10.28 c)

$$M_{x1} = -\Sigma P_{i1}\ (ih - x) + c_1 \int_0^4 q(x)\ dx \qquad (10.53)$$

$$M_{x2} = -\Sigma P_{i2}\ (ih - x) + c_2 \int_0^4 q(x)\ dx. \qquad (10.54)$$

Exprimând deplasările relative a capetelor unei lamele, la nivelul axei neutre, din deformația celor două bare și a lamelelor însăși,

δ_1 – din încovoierea barelor (fig. 10.29 a)

δ_2 – din alungirea și scurtarea barelor (fig. 10.29 b)

δ_3 – din deformația din încovoiere a lamelelor (fig. 10.29 c)

δ_4 – din deformația din forfecare a lamelelor (fig. 10.29 d)

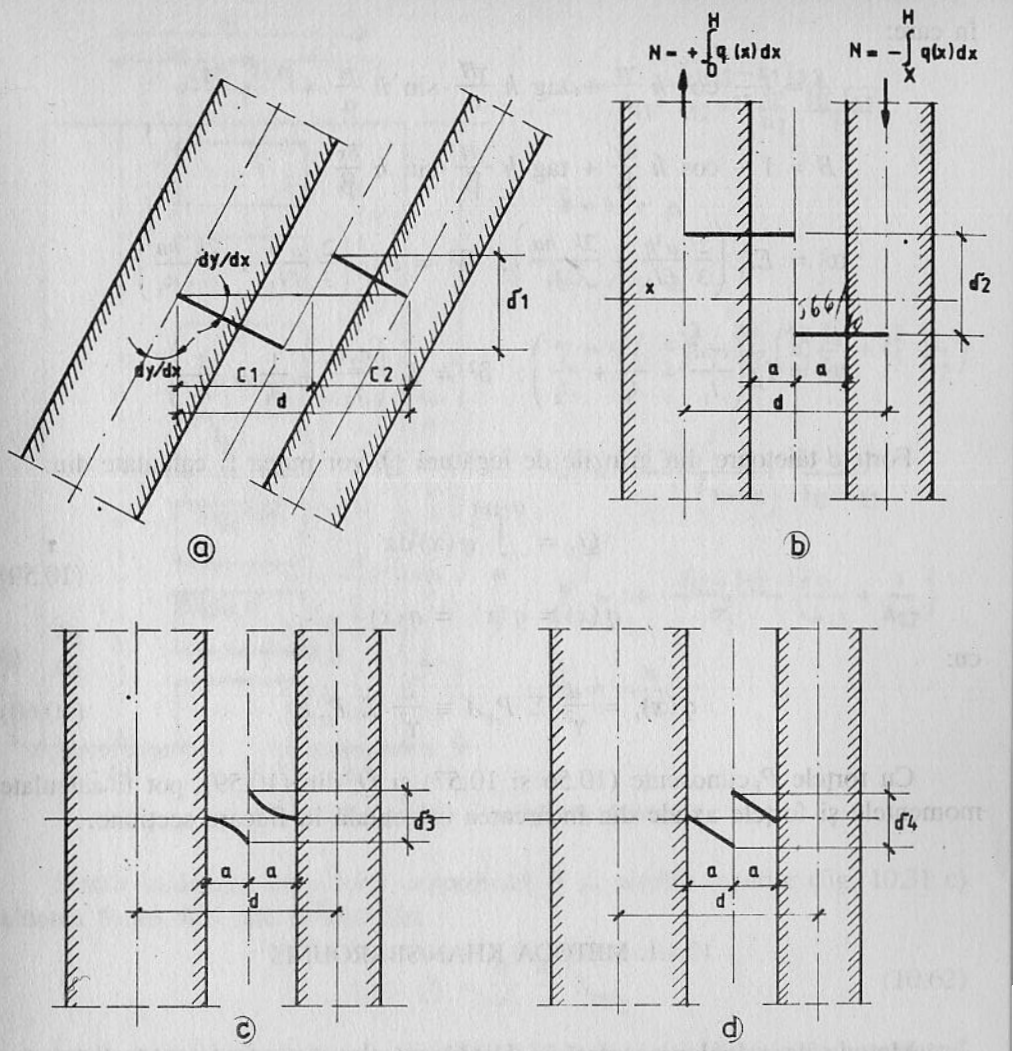


Fig. 10.29. Deplasări relative ale capetelor lamelelor

– din condiția de continuitate

$$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 0 \qquad (10.55)$$

rezultă ecuația diferențială a cărei soluție, așa cum este prezentată în [10.9], permite determinarea repartizării efectului încărcării pe cele două bare:

$$\Sigma P_{i1} = \frac{\eta}{1+\eta}\,\Sigma P_i \qquad (10.56)$$

$$\Sigma P_{i2} = \frac{\eta}{1+\eta}\,\Sigma P_i \qquad (10.57)$$

$$\eta = \frac{B}{A}\,\frac{\gamma^2}{\delta^2} \qquad (10.58)$$

în care:

$$A = 1 - \cos h \frac{\gamma x}{\alpha} + \operatorname{tag} h \frac{\gamma H}{\alpha} \cdot \sin h \frac{\gamma x}{\alpha}$$

$$B = 1 - \cos h \frac{\delta x}{\beta} + \operatorname{tag} h \frac{\gamma H}{\beta} \cdot \sin h \frac{\delta x}{\beta}$$

$$\alpha^2 = EI_1 \left(\frac{2}{3} \frac{a^3 h}{EI_3} + \frac{2k\ ha}{GA_3} \right) : \quad \beta^2 = EI_2 \left(\frac{2}{3} \frac{a^3 h}{EI_3} + \frac{2k\ ha}{G \cdot A_3} \right)$$

$$\gamma^2 = I_1 \left(\frac{c_1 d}{I_1} + \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) : \quad \delta^2 = I_2 \left(\frac{c_2 d}{I_2} + \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)$$

Forțele tăietoare din grinzile de legătură Q_i vor putea fi calculate din:

$$Q_2 = \int_{ih}^{(i+1)h} q(x)\,\mathrm{d}x \qquad (10.59)$$

$$q(x) = q(x)_1 = q(x)_2$$

cu:

$$q(x)_1 = \frac{d}{\gamma^2} \Sigma P_{i1} A \equiv \frac{d}{\gamma^2} \Sigma P_{i2} B \qquad (10.60)$$

Cu forțele P_i cunoscute (10.56 și 10.57) și Q_i din (10.59), pot fi calculate momentele și forțele axiale din încărcarea orizontală în fiecare secțiune.

10.4.1. METODA KHAN/SBAROUNIS

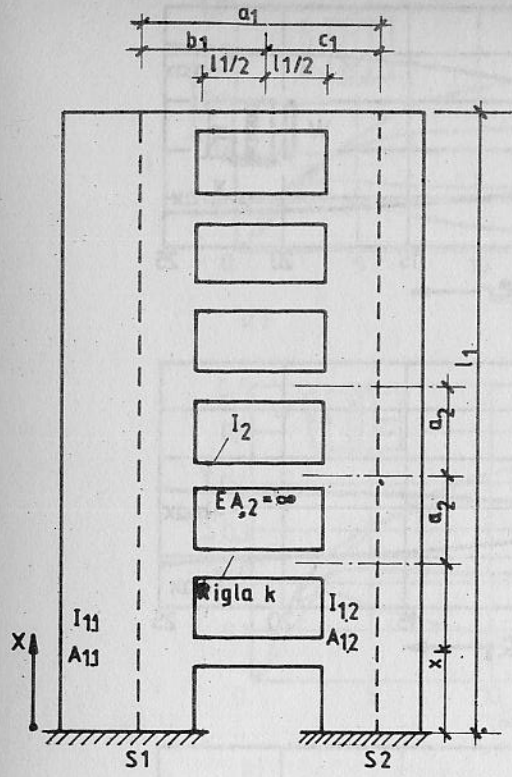
Metoda de calcul prezentată în [10.6] permite un calcul rapid al forțelor tăietoare în rigle, momentele și forțele axiale în timpanele verticale și săgeata la vârf a sistemului, dintr-o încărcare uniformă, o încărcare triunghiulară și o forță concentrată acționând la vârful diafragmei.

În figura 10.30 sunt prezentate notațiile și parametrii sistemului.

În diagramele din figurile 10.31 a, b și c sunt precizate în funcție de parametrul $\hat{a}\gamma$, valorile $\xi_{max} = x_{max}/l$ care precizează secțiunile în care forțele tăietoare sunt maxime, precum și coeficienții λ_{max} cu care pot fi determinate valorile maxime ale forțelor tăietoare.

Pentru cazul încărcărilor uniform distribuite (10.31 a) și distribuției triunghiulare (fig. 10.31 b) forța tăietoare maximă rezultă din

$$\max Q_k = \frac{W \cdot l_1}{\gamma^2} \frac{a_2}{a_1} \lambda_{max} \qquad (10.61)$$



$$\Delta = \frac{c_1 I_{11} - b_1 I_{12}}{I_{11} + I_{12} + 12 \frac{I_2}{a_2} \frac{I_{11} \cdot I_{12}}{I_2}}$$

$$\hat{b} = b_1 + \Delta$$

$$\hat{c}_1 = c_1 - \Delta$$

$$\eta = 12 \left(\frac{\Delta}{l_2} \right)^2 + \frac{a_2}{l_2^3} \left(\hat{b}_1^2 \frac{I_2}{I_{11}} + \hat{c}_1^2 \frac{I_2}{I_{12}} \right)$$

$$\hat{\mathcal{L}} = \frac{12\, a_1^2\, l_1^2}{a_2\, l_2^3 (1+\eta)} \frac{I_2}{I_{11}+I_{12}}$$

$$\gamma^2 = 1 + \frac{I_{11} + I_{12}}{a_1^2} \left(\frac{1}{A_{11}} + \frac{1}{A_{12}} \right)$$

$$\xi = \frac{x}{l_1}$$

Fig. 10.30. Notațiile și parametrii sistemului

Pentru încărcarea cu o forță concentrată W la nivelul superior (fig. 10.31 c) valoarea forței tăietoare rezultă din:

$$\max Q_k = \frac{W}{\gamma^2} \frac{a_2}{a_1} \lambda_{max} \qquad (10.62)$$

În diagramele prezentate în figurile 10.32 a, b și c în funcție de parametrul $\hat{a}\gamma$ sunt prezentate ca ordonate valorile λ cu care din relațiile (10.61), respectiv (10.62), pot fi determinate forțele tăietoare de la nivelele $\xi = x/l = 1/4,\ 1/2,\ 3/4$ și 1. Cu cele patru valori cunoscute și cu Q_k ($\xi = 0$) poate fi trasată pentru fiecare caz de încărcare, curba de variație $Q_k(\xi)$ pe înălțimea clădirii și aflate la fiecare nivel, forțele tăietoare din rigle.

În diagramele prezentate în figurile 10.33 a, b și c în funcție de parametrul $\hat{a}\gamma$ și de nivelul secțiunii reperată prin $x = x/l = 0{,}1/4{,}1/2$ și 2/4 poate fi determinat factorul μ cu care pentru cele trei cazuri de încărcare pot fi calculate valorile forțelor normale și momentele de încovoiere din stâlpi cu relațiile:

$$\frac{a_1 N_E}{M_0} = \pm \frac{1}{\gamma^2} \mu \qquad (10.63)$$

$$\frac{M_E}{M_0} = 1 - \frac{1}{\gamma^2} \mu \qquad (10.64)$$

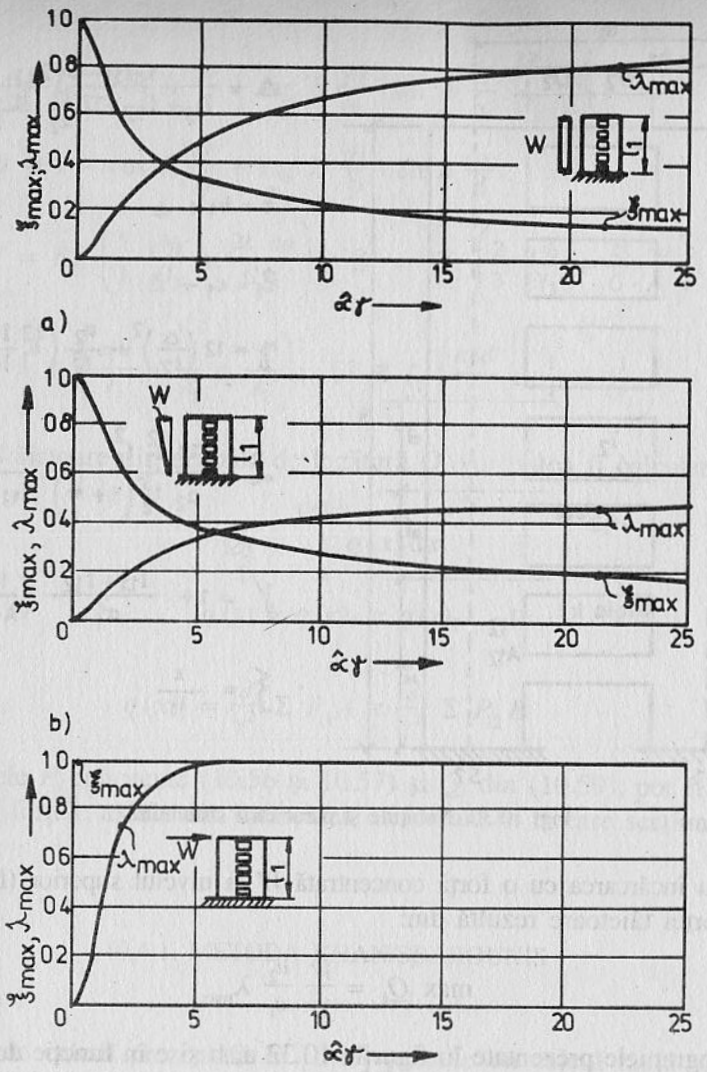


Fig. 10.31. Diafragma cu un șir de goluri

Momentul de încovoiere total $M_E(\xi)$ se repartizează pe cele două ramuri ale diafragmei, stâlpii 1 și 2, în secțiunile precizate (0, 1/4, 1/2, 3/4) proporțional cu rigiditățile relative:

$$M_{E1}(\xi) = \frac{I_{1,1}}{I_{1,1} + I_{1,2}} \cdot M_E(\xi) \qquad (10.65)$$

$$M_{E2}(\xi) = \frac{I_{1,2}}{I_{1,1} + I_{1,2}} \cdot M_E(\xi) \qquad (10.66)$$

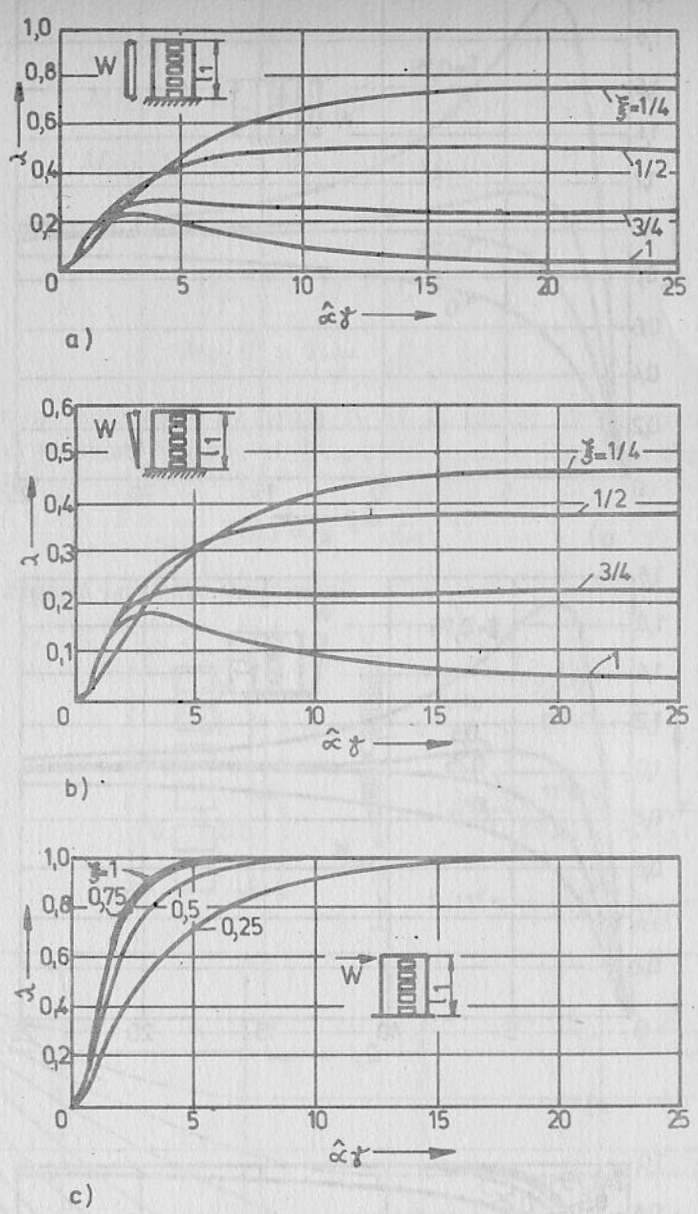


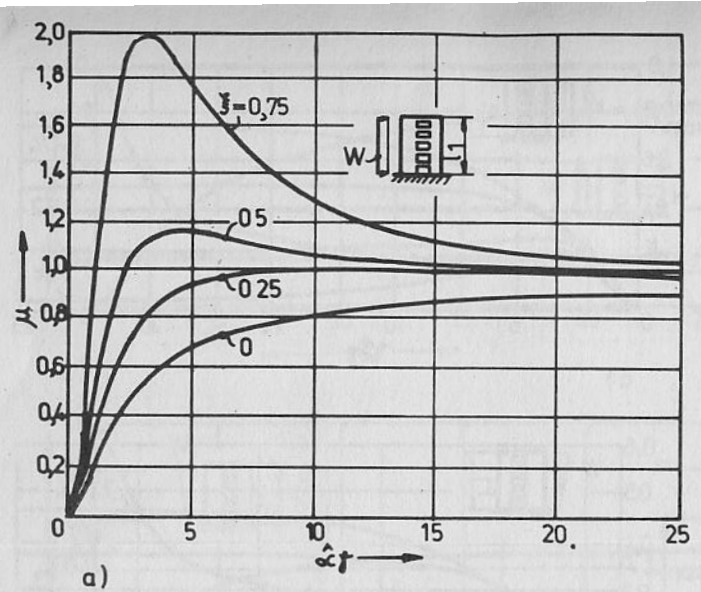
Fig. 10.32. Diafragma cu un șir de goluri

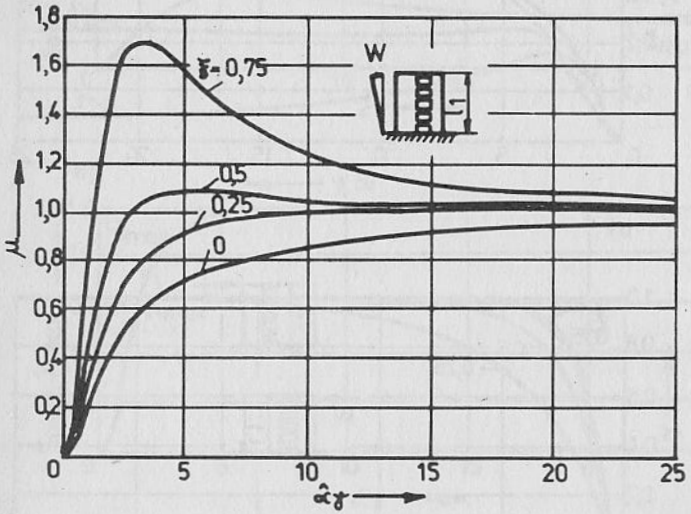
Momentele de încovoiere M_{Ei} în sistemul deasupra și sub nivelul riglelor ξ_k rezultă din relațiile:

Stâlpul 1

$$M_{B1}(\xi + 0) = M_{E1}(\xi_k) - Q_k(\xi_k) \cdot \hat{b}_1/2 \qquad (10.67)$$

$$M_{B1}(\xi - 0) = M_{E1}(\xi_k) + Q_k(\xi_k) \cdot \hat{b}_1/2 \qquad (10.68)$$





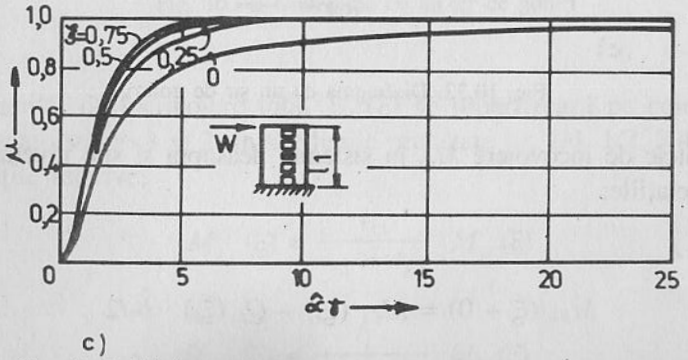


Fig. 10.33. Diafragma cu un şir de goluri încărcată cu o forţă W

Stâlpul 2

$$M_{B2}\ (\xi + 0) = M_{E2}\ (\xi_k) - Q_k\ (\xi_k) \cdot \hat{c}_1/2 \tag{10.69}$$

$$M_{B21}\ (\xi - 0) = M_{E2}\ (\xi_k) + Q_k\ (\xi_k) \cdot \hat{c}_1/2 \tag{10.70}$$

La nivelul superior cu $k = n$

$$M_{B1}\ (\xi = 1) = Q_n \cdot \hat{b}_1 \tag{10.71}$$

$$M_{B2}\ (\xi = 1) = -\ Q_n \cdot \hat{c}_1 \tag{10.72}$$

În diagrama prezentată în figura 10.34 în funcţie de parametrul $\hat{a}\gamma$ şi factorul γ, sunt precizate valorile coeficientului χ, ca ordonată în diagramă, cu care din relaţiile:

$$f(l_1) = \chi \cdot f_0\ (l_1) \tag{10.73}$$

se determină săgeata la vârful timpanului.

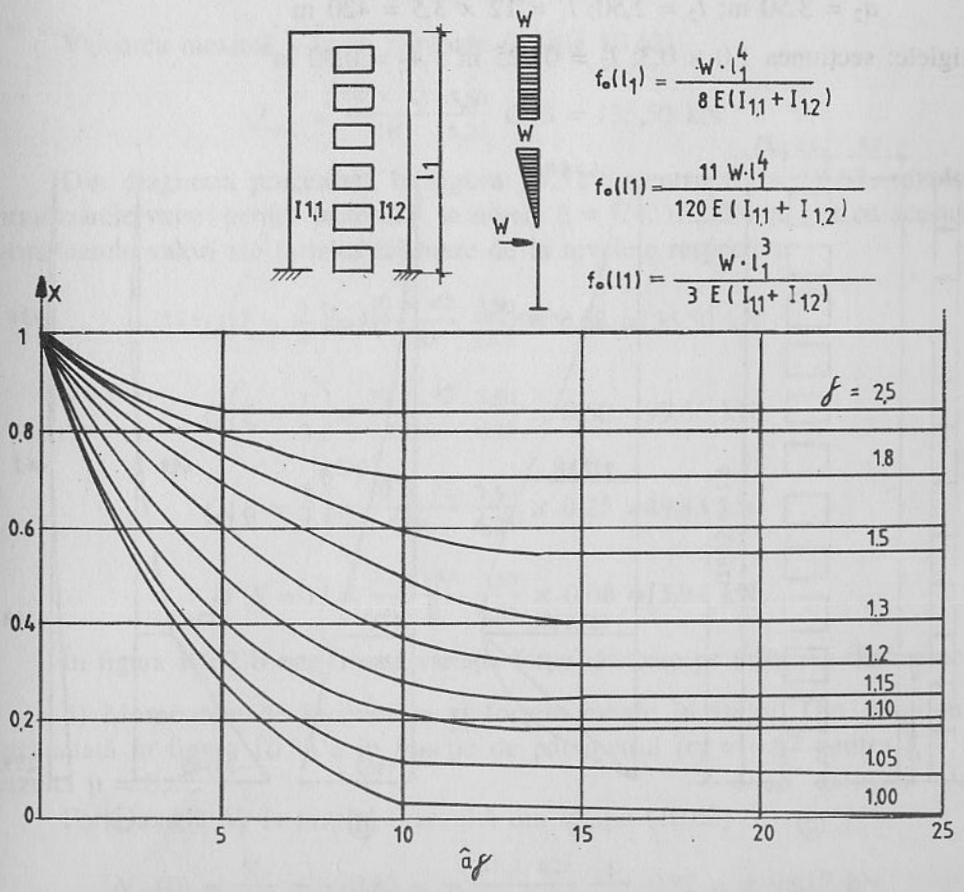


Fig. 10.34. Valoarea coeficientului χ în funcţie de $\hat{a}\gamma$ pentru diferite valori γ

Expresiile f_0 (l_1) date în figura 10.28, reprezintă săgeţile timpanelor cu momentul de inerţie $I_w = I_{1.1} + I_{1.2}$ în cele trei alternative de încărcare: uniform distribuită, distribuţie triunghiulară şi forţa concentrată W.

Exemplu numeric 10.4

Să se determine solicitările în diafragma cu un şir de goluri prezentată în (fig. 10.35)

a) Date ale problemei

Stâlpul 1,1

secţiunea 5,0 × 0,3; $I_{1.1} = 3{,}125$ m^4; $A_{1.1} = 1{,}50$ m^2

Stâlpul 1,2

secţiunea 2,5 × 0,3; $I_{1.2} = 0{,}391$ m^4; $A_{1.2} = 0{,}75$ m^2

$a_1 = 5{,}0/2 + 2{,}5 + 2{,}5/2 = 6{,}25$ m; $b_1 = 3{,}75$ m; $c_1 = 2{,}50$ m

$a_2 = 3{,}50$ m; $l_2 = 2{,}50$; $l_1 = 12 \times 3{,}5 = 420$ m

Riglele: secţiunea 1,0 × 0,3; $I_2 = 0{,}025$ m^4; $A_2 = 0{,}30$ m^2

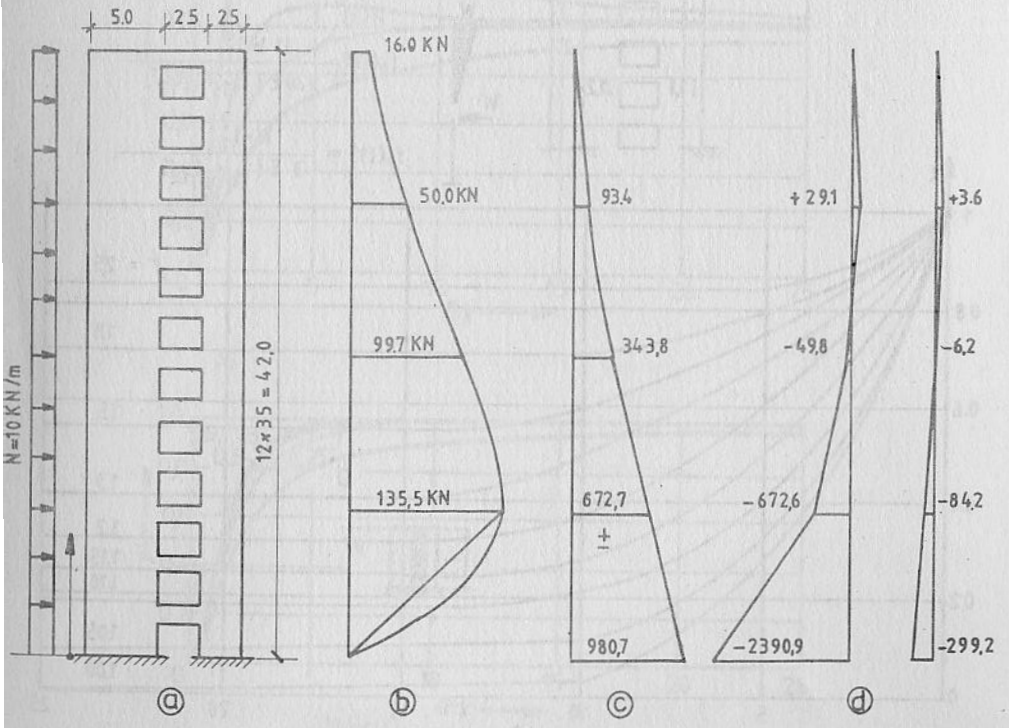


Fig. 10.35. Exemplu numeric

b) Valori de calcul (vezi fig. 10.24)

$$\Delta = \frac{2{,}50 \times 3{,}125 - 3{,}75 \times 0{,}391}{3{,}125 + 0{,}391 + 12\,\frac{2{,}5}{3{,}5}\,\frac{3 \cdot 125 \times 0{,}391}{0{,}025}} = 0{,}015$$

$b_1 = 3{,}75 + 0{,}015 = 3{,}765$ m; $C_1 = 2{,}50 - 0{,}015 + 2{,}485$ m

$$\eta = 12\left(\frac{0{,}015}{2{,}50}\right)^2 + \frac{3{,}5}{2{,}5^3}\left(3{,}765^2\,\frac{0{,}025}{3{,}125} + 2{,}485^2\,\frac{0{,}025}{0{,}391}\right) = 0{,}1143$$

$$\hat{\alpha}^2 = \frac{12 \times 42{,}0^2 \times 6{,}25^2}{3{,}5 \times 2{,}53^3\,(1 + 0{,}1143)}\,\frac{0{,}025}{3{,}516} = 96{,}481 \rightarrow \hat{\alpha} = 9{,}822$$

$$\gamma^2 = 1 + \frac{3{,}516}{6{,}25^2}\left(\frac{1}{1{,}50} + \frac{1}{0{,}75}\right) = 1{,}180 \rightarrow \gamma = 1{,}086$$

c) Forţele tăietoare în rigle. Din diagrama din figura 10.31 a pentru $\hat{\alpha}\gamma = 10{,}67$ rezultă:

$$\xi = 0{,}22 \text{ şi } \lambda_{max} = 0{,}68.$$

Valoarea maximă a forţei tăietoare (relaţia 10.62)

$$Q_{max} = \frac{10 \times 42}{1{,}180}\,\frac{3{,}50}{6{,}25}\,0{,}68 = 135{,}50 \text{ kN}$$

Din diagrama prezentată în figura 10.32 a pentru $\hat{\alpha}\gamma = 10{,}67$, rezultă următoarele valori pentru factorul λ la nivele $\xi = 1/4.\ 1/2.\ 3/4$ şi 1 şi cu acestea următoarele valori ale forţelor tăietoare de la nivelele respective:

$$Q\left(\xi = \frac{1}{4}\right) = \frac{10 \times 42}{1{,}180}\,\frac{3{,}50}{6{,}25} \times 0{,}68 = 135{,}50 \text{ kN}$$

$$Q\left(\xi = \frac{1}{2}\right) = \frac{10 \times 42}{1{,}180}\,\frac{3{,}50}{6{,}25} \times 0{,}50 = 99{,}66 \text{ kN}$$

$$Q\left(\xi = \frac{3}{4}\right) = \frac{10 \times 42}{1{,}180}\,\frac{3{,}50}{6{,}25} \times 0{,}25 = 49{,}83 \text{ kN}$$

$$Q\left(\xi = 1\right) = \frac{10 \times 42}{1{,}180}\,\frac{3{,}50}{6{,}25} \times 0{,}08 = 15{,}94 \text{ kN}$$

În figura 10.32 b este trasată variaţia forţei tăietoare pe înălţimea diafragmei.

d) Momentele de încovoiere şi forţele axiale în stâlpi. Din diagrama prezentată în figura 10.33 a în funcţie de parametrul $\hat{\alpha}\gamma = 10.67$ pentru $\xi = 0$ rezultă $\mu = 0{,}82$.

Forţa axială N_E la nivelul 0 rezultă din relaţia (10.63)

$$N_E\,(0) = \frac{M_0}{6{,}25}\,\frac{1}{1{,}18} \cdot 0{,}82 = \pm\,\frac{10 \times 42^2}{2 \times 6{,}25}\,\frac{1}{1{,}18} \cdot 0{,}82 = \pm\ 980{,}7 \text{ kN}$$

Momentul total în stâlpi la acest nivel rezultă din relația (10.64)

$$M_E(0) = -M_0\left(1 - \frac{1}{1{,}18}\,0{,}82\right) = -\frac{10 \times 42^2}{2} \times 0{,}305 = -2690{,}1 \text{ kNm}$$

Acest moment total repartizat pe cei doi stâlpi conduce la

$$M_{E1.1}(0) = -2690{,}1 \cdot \frac{3{,}125}{3{,}516} = -2390{,}9 \text{ kNm}$$

$$M_{E1.2}(0) = -2690{,}1 \cdot \frac{0{,}391}{3{,}516} = -299{,}15 \text{ kNm}$$

Pentru secțiunile $\xi = 0{,}25$, 0,5, 0,75 cu valorile factorului μ (=0,25) = 1, μ ($\xi = 0{,}5$) = 1,15 și μ ($\xi = 0{,}75$) = 1,25 se obțin forțele axiale în cele două ramuri ale diafragmei (10.63) și momentele de încovoiere totale (10.64).

$$N_E(\xi = 0{,}25) = \frac{10 \times 31{,}5^2}{2 \times 6{,}25} \cdot \frac{1}{1{,}180} \cdot 1{,}00 = \pm 672{,}7 \text{ kN}$$

$$N_E(\xi = 0{,}50) = \frac{10 \times 21^{22}}{2 \times 6{,}25} \cdot \frac{1}{1{,}180} \cdot 1{,}15 = \pm 343{,}8 \text{ kN}$$

$$N_E(\xi = 0{,}75) = \pm \frac{10 \times 10{,}5^2}{2 \times 6{,}25} \cdot \frac{1}{1{,}180} \cdot 1{,}25 = \pm 93{,}4 \text{ kN}$$

În figura 10.35 c este reprezentată varianta forțelor axiale în cele două ramuri ale diafragmei.

Aplicând relația (10.64), pot fi determinate momentele de încovoiere M_E și în secțiunile $\xi = 0{,}25$, 0,50, și 0,75 și acestea repartizate pe cele două ramuri ale diafragmei proporțional cu rigiditățile respective:

$$M_E(\xi = 0{,}25) = \frac{10 \times 31{,}5^2}{2}\left(1 - \frac{1{,}00}{1{,}18}\right) = +756{,}8 \text{ kNm} \begin{cases} M_{E1.1} = +672{,}6 \text{ kNm} \\ M_{E1.2} = +84{,}2 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$M_E(\xi = 0{,}5) = \frac{10 \times 21^2}{2}\left(1 - \frac{1{,}15}{1{,}18}\right) = +56{,}08 \begin{cases} M_{E1.1} = +49{,}8 \text{ kNm} \\ M_{E1.2} = +6{,}2 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$M_E(\xi = 0{,}75) = \frac{10 \times 10{,}5^2}{2}\left(1 - \frac{1{,}25}{1{,}18}\right) = -32{,}70 \text{ kNm} \begin{cases} M_{E1.1} = -29{,}1 \text{ kNm} \\ M_{E1.2} = -3{,}6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Diagramele de momente pentru cele două ramuri ale diafragmei sunt prezentate în figura 10.35 d.

Diagrama de momente la nivelul fiecărei rigle, prezintă o discontinuitate datorită efectului local al forței tăietoare din riglă care produce un moment suplimentar $Q_k \cdot \frac{q}{2}$ (relațiile 10.69 și 10.70).

De exemplu, la nivelul riglei de la etajul IV ($\xi = 0{,}25$) $M_{E1.1}$ ($\xi = 0{,}25$) = = + 672,6 kNm

$$M_{E1.1}(\xi = 0{,}25 - 0) = +672{,}6 - 135{,}5 \times \frac{3{,}5}{2} = +439{,}1 \text{ kNm}.$$

Valoarea forțelor tăietoare de la diferitele nivele ale riglelor pot fi citite din diagrama din figura 10.35 b.

Săgeata la nivelul superior al diagramei aplicând relația (10.73) cu $\chi = 0{,}17$, valoare determinată din diagrama din figura 10.34 în funcție de parametrul $\hat{\alpha}\gamma = 10{,}67$ și $\gamma = 1{,}086$ rezultă:

$$\gamma_{max} = 0{,}17\,\frac{10 \times 42^4}{8 \times 2{,}1 \times 10^8 \cdot 3{,}516}\,10^2 = 0{,}09 \text{ cm}$$

În [10.10] sunt prezentate tabele pentru determinarea solicitărilor în diafragmele simetrice cu două rânduri de goluri. Calculul diafragmelor cu mai multe șiruri de goluri este, de asemenea tratat în [10.11]. În diagrame de tipul celor arătate în figura 10.27 sunt reprezentate funcțiile $\overline{q}(x)$, $\overline{q}(x)$ și $\int_c^x \overline{q}(t)\,dt$ în funcție de tipul încărcării și parametrul sistemului α. Cu aceste funcții $q(x)$ cunoscute pot fi determinate solicitările în elementele structurii: forțele tăietoare în rigle și stâlpi, forțele axiale în rigle și momentele de încovoiere și forțele axiale în stâlpi.

CAPITOLUL 11

CADRE CU NODURI SEMI-RIGIDE

11.1. GENERALITĂȚI

Soluția constructivă de realizare a nodului de prindere riglă – stâlp, caracterizează modul de comportare a prinderii sub acțiunea solicitărilor transmise în nod și implicit comportarea în ansamblu a structurii metalice.

Din punctul de vedere al rigidității nodului la rotire, prinderile riglă-stâlp pot fi de următoarele tipuri:

- prinderi articulate (fig. 11.1 a)
- prinderi rigide (fig. 11.1 b, c, d)
- prinderi semi-rigide (fig. 11.1 e, f, g)

Relația între momentul transmis în nod prin prinderea riglă – stâlp și rotirea relativă Ø între axa riglei și axa stâlpului nu este liniară (fig. 11.2). Din această diagramă pot fi precizate următoarele caracteristici ale nodului de prindere:

M_{Rd} – momentul rezistent de calcul;
S_j – rigiditatea la rotire a nodului;
$Ø_{cd}$ – capacitatea de rotire de calcul a nodului.

Comportarea reală a prinderii poate fi asimilată cu un resort de rotire care leagă axele celor două elemente, riglă și stâlp în nod (fig. 11.3).

În diagramele prezentate în figura 11.4 sunt date după EUROCODE 3 limitele recomandate pentru clasificarea prinderilor riglă – stâlp în funcție de rigiditatea la rotire S_j și de modul de alcătuire a structurii contravântuită sau necontravântuită.

Prinderea riglă – stâlp poate fi considerată articulație dacă rigiditatea la rotire S_j satisface condiția:

$$S_j \leq 0{,}5\ EI_b/L_b \qquad (11.1)$$

cu:

I_b – momentul de inerție al riglei;
L_b – deschiderea riglei.

Prinderea riglă – stâlp, poate să fie considerată rigidă dacă partea ascendentă a curbei moment-rotire se situează deasupra liniei trasă plin în diagramele din

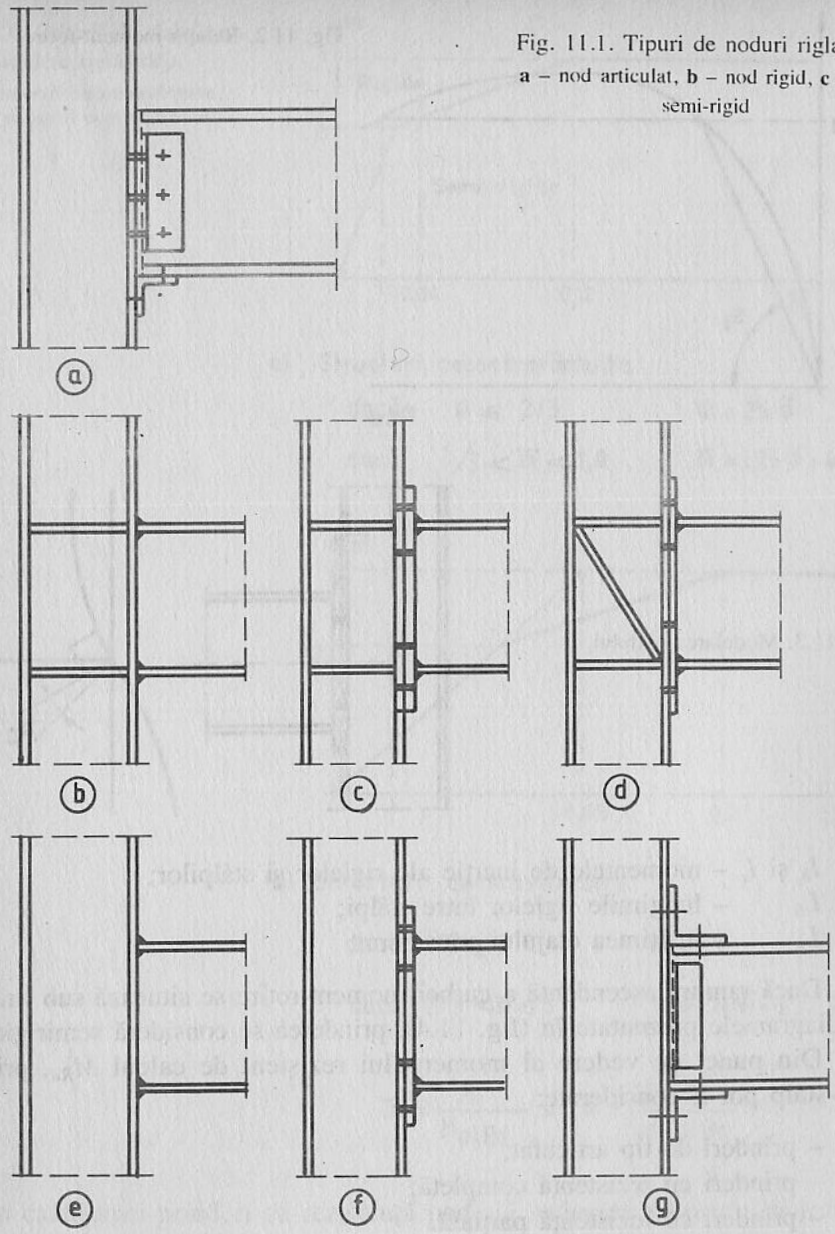


Fig. 11.1. Tipuri de noduri rigla-stâlp
a – nod articulat, b – nod rigid, c – nod semi-rigid

figura 11.4 și în plus, dacă pentru structurile necontravântuite este satisfăcută condiția (11.2) pentru fiecare nivel al clădirii

$$K_b/K_c \geq 0{,}1 \qquad (11.2)$$

în care:

K_b – este media I_b/L_b a tuturor riglelor situate la nivelul superior al etajului considerat;
K_c – este media I_c/L_c a stâlpilor de la etajul considerat;

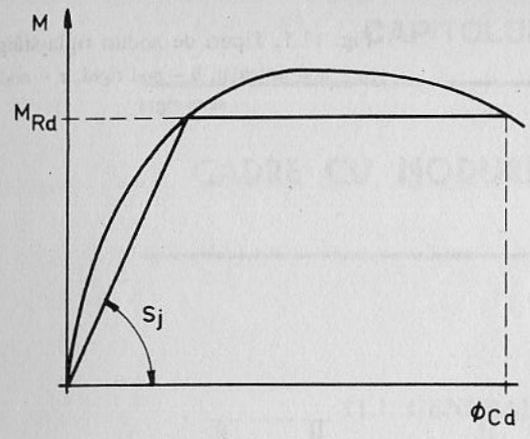


Fig. 11.2. Relaţia moment-rotire

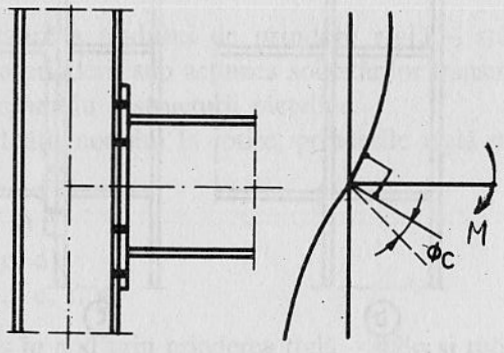


Fig. 11.3. Modelarea nodului

I_b şi I_c – momentele de inerţie ale riglelor şi stâlpilor;
L_b – lungimile riglelor între stâlpi;
L_e – înălţimea etajului considerat.

Dacă ramura ascendentă a curbei moment-rotire se situează sub linia plină din diagramele prezentate în (fig. 11.4), prinderea se consideră semirigidă.

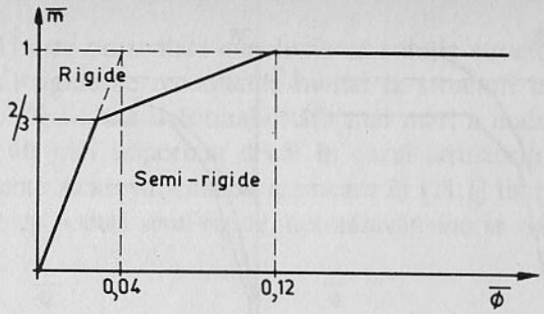
Din punct de vedere al momentului rezistent de calcul M_{Rd}, prinderile riglă-stâlp pot fi considerate:

- prinderi de tip articulat;
- prinderi cu rezistenţă completă;
- prinderi cu rezistenţă parţială.

În cazul unei prinderi de tip articulat valoarea momentului rezistent de calcul M_{Rd} nu va trebui să depăşească 0,25 din valoarea momentului plastic de calcul M_{plRd} al riglei şi, în plus prinderea, trebuie să aibă o capacitate de rotire suficientă.

În cazul unei prinderi de rezistenţă completă dacă valoarea momentului rezistent de calcul M_{Rd} este cel puţin 1,2 M_{plRd} unde M_{plRd} este momentul plastic de calcul al riglei, nu mai este necesară verificarea capacităţii de rotire a prinderii riglă-stâlp.

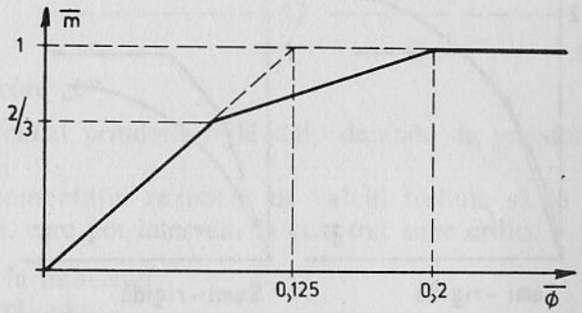
Fig. 11.4. Criterii de clasificare prindere riglă-stâlp:
a – structuri necontravântuite,
b – structuri contravântuite



a) Structuri necontravântuite

dacă $\overline{m} \leq 2/3$ $\quad \overline{m} = 25\,\overline{\phi}$

dacă $2/3 < \overline{m} < 1{,}0$ $\quad \overline{m} = (25\,\overline{\phi} + 4)/7$



b) Structuri contravântuite

dacă $\overline{m} \leq 2/3$ $\quad \overline{m} = 8\,\overline{\phi}$

dacă $2/3 < \overline{m} \leq 1$ $\quad \overline{m} = (20\,\overline{\phi} + 3)/7$

cu

$$\overline{m} = \frac{M}{M_{plRd}} \quad \text{si} \quad \overline{\phi} = \frac{EI_b\,\phi}{L_b M_{plRd}}$$

În cazul unei prinderi cu rezistenţă parţială, valoarea momentului rezistent de calcul M_{Rd} trebuie să fie mai mică decât valoarea momentului plastic de calcul M_{plRd} al riglei.

În diagramele prezentate în figura 11.5, sunt date după EUROCODE 3, curbele moment – rotire a prinderilor riglă-stâlp în funcţie de tipul şi de rezistenţa prinderii.

Din punct de vedere tehnico-economic cele trei tipuri de prinderi riglă-stâlp se situează în următoarea ordine:

a) Consumul de oţel este maxim în cazul structurii cu noduri articulate şi minim în cazul nodurilor rigide. Structurile cu noduri articulate implică prezenţa

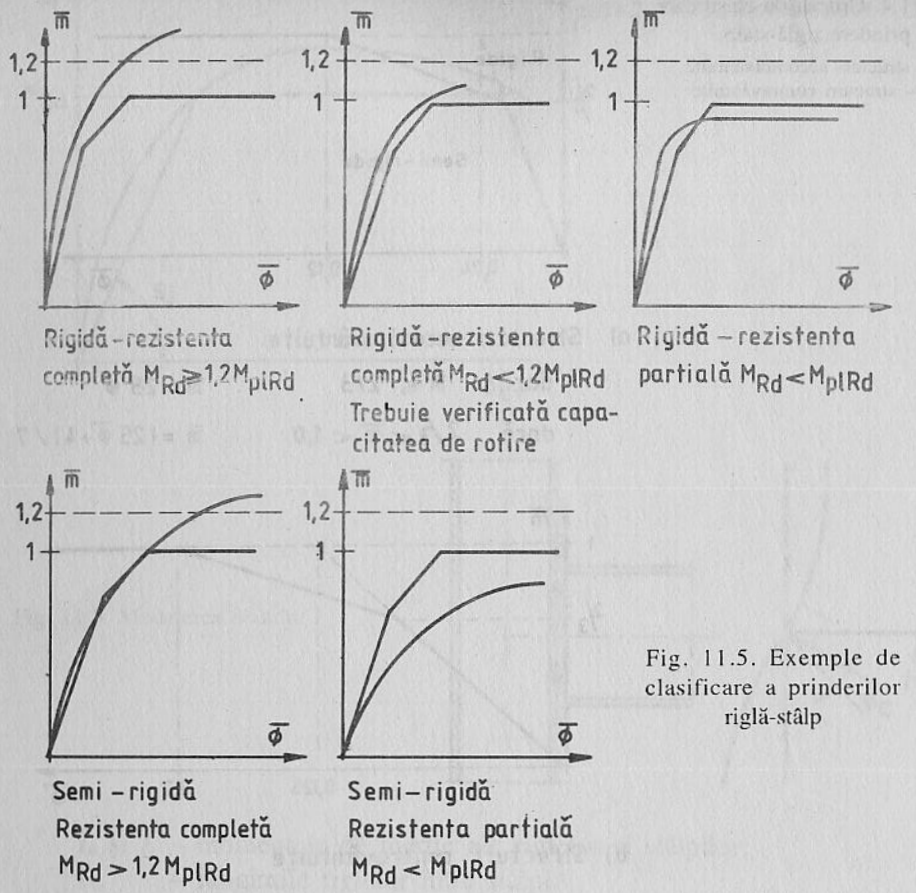


Fig. 11.5. Exemple de clasificare a prinderilor riglă-stâlp

unor contravântuiri verticale sau diafragme din beton-armat sau nuclee formate din mai multe diafragme, pentru preluarea efectului forțelor orizontale.

În cazul prinderii articulate momentul maxim $M = ql^2/8$ în câmp, la mijlocul deschiderii și săgeata riglei la mijloc $\Delta = 5\,ql^4/384\,EI_b$, condiționează dimensionarea.

În cazul prinderii prin încastrare completă, momentul în prindere are valoarea $M = ql^2/12$ și în câmp $M = ql^2/24$, iar săgeata la mijlocul deschiderii $ql^4/384\,EI_b$, deci de cinci ori mai mică ca în cazul prinderii articulate.

În cazul prinderii semi-rigide, prin alegerea judicioasă a rigidității nodului, valoarea momentului de domensionare a riglei se situează între cele două limite, în situația optimă $ql^2/16$ și în acest caz săgeata la mijlocul deschideri este 2/5 din cea a grinzii simplu rezemate.

b) Cheltuielile de fabricație, consumul de manoperă în atelier și pe șantier sunt maxime pentru structurile cu noduri rigide și cele mai reduse la cele cu noduri articulate. În cazul structurilor cu noduri semi-rigide aceste cheltuieli se situează între cele două tipuri limită.

Într-un studiu recent [11.1] este prezentată concluzia că soluția structurilor necontravântuite cu noduri semi-rigide se recomandă numai la structuri cu un număr relativ redus de niveluri. Din cauza deformabilității mai mari a nodurilor semi-rigide efectul $P.\Delta$ este mult mai important decât în cazul structurilor cu noduri rigide. Cu aceleași argumente Ackroyd, citat de asemenea în [11.1] limitează numărul de niveluri la structurile cu noduri semi-rigide, necontravântuite la zece.

11.2. ZONELE CARACTERISTICE ALE PRINDERII RIGLĂ-STÂLP

În figura 11.6 sunt marcate cele trei zone caracteristice ale prinderii riglă-stâlp:

- zona întinsă „a";
- zona comprimată „c";
- zona solicitată la forfecare „b".

Momentul rezistent de calcul al prinderii riglă-stâlp depinde de rezistența celor trei zone critice.

Determinarea valorii momentului rezistent de calcul trebuie să ia în considerare următoarele criterii, care pot interveni în cele trei zone critice.

a) Zona critică solicitată la întindere:
- plastificarea inimii stâlpului;
- plastificarea inimii riglei;
- plastificarea tălpii stâlpului;
- plastificarea elementului de prindere (de exemplu placa de capăt cu extremități);
- ruperea sudurii;
- ruperea șurubului de prindere.

b) Zona critică solicitată la compresiune:
- strivirea locală a inimii stâlpului;
- voalarea inimii stâlpului.

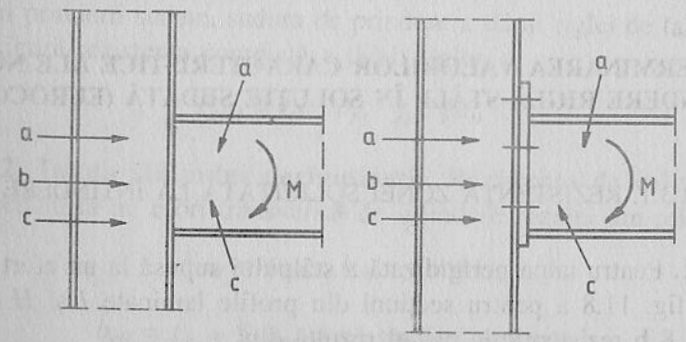


Fig. 11.6. Zonele caracteristice ale prinderii riglă-stâlp

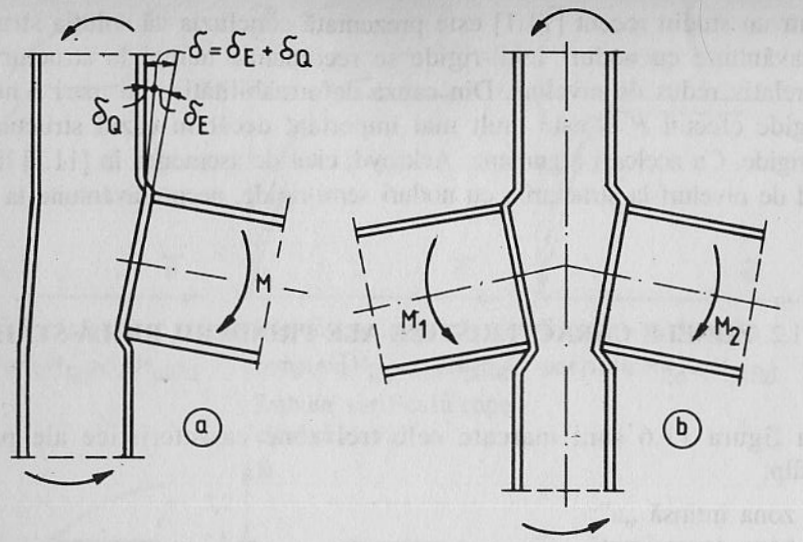


Fig. 11.7. Deformația nodului datorită solicitărilor

c) Zona critică solicitată la forfecare:
– distrugerea prin forfecare a panoului de inimă a stâlpului.

În funcție de valoarea solicitărilor care acționează asupra nodului de prindere riglă-stâlp, (momente de încovoiere și forțe tăietoare), nodul se poate deforma așa cum este arătat în fig. 11.7 a pentru un nod marginal și în figura 11.7 b pentru un nod central.

Rigiditatea la rotire a prinderii riglă-stâlp trebuie să se bazeze pe flexibilitatea elementelor situate în zonele critice.

Capacitatea de rotire determinată experimental pentru tipul de prindere riglă-stâlp considerat, trebuie să se bazeze pe capacitatea de deformabilitate plastică a zonei critice, determinantă pentru momentul rezistent de calcul.

11.3. DETERMINAREA VALORILOR CARACTERISTICE ALE NODULUI DE PRINDERE RIGLĂ-STÂLP ÎN SOLUȚIE SUDATĂ (EUROCODE 3)

11.3.1. REZISTENȚA ZONEI SOLICITATĂ LA ÎNTINDERE

11.3.1.1. Pentru talpa nerigidizată a stâlpului supusă la un efort transversal de întindere fig. 11.8 a pentru secțiuni din profile laminate *I* și *H* cu notațiile din figura 11.8 b rezistența de calcul rezultă din:

$$F_{tRd} = [(t_{wc} + 2r_c)\ t_{zb} + 7t_{fc}]f_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (11.3)$$

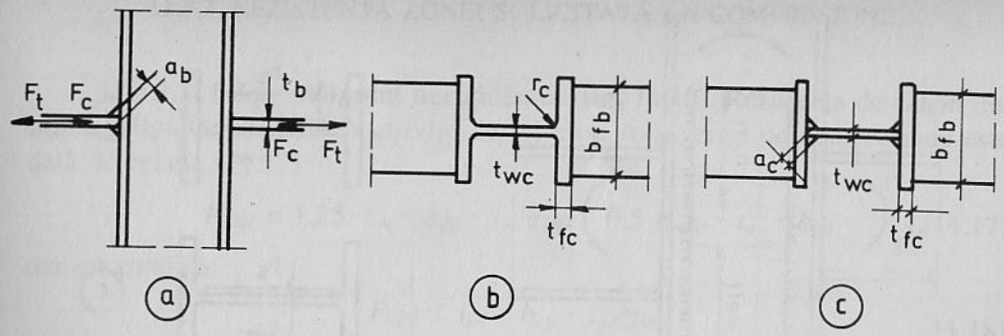


Fig. 11.8. Talpa stâlpului solicitată la un efort transversal de întindere

dar cu condiția:

$$F_{tRd} \le t_{fb}\,[t_{wc} + 2r_c + 7t_{fc}]f_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (11.4)$$

Este admis ca relația (11.4) să fie înlocuită prin:

$$F_{tRd} \le t_{fb}\,[t_{wc} + 2\ r_c + C \cdot t_{fc}]z_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (11.5)$$

în care:

$$C = 2{,}4\,\frac{t_{fc}\cdot f_{yc}}{t_{fb}\cdot f_{yb}} + 1{,}5\left[\frac{t_{fc}\cdot f_{yc}}{t_{fb}\cdot f_{yb}}\right]^{0{,}5} \qquad (11.6)$$

În cazul secțiunilor *I* și *H* alcătuite prin sudură, cu notațiile din figura 11.8 c rezistența de calcul rezultă din relația (11.7)

$$F_{tRd} = [(t_{wc} + 2\sqrt{2}\,a_c)\ t_{fb} + 7t_{fc}]f_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (11.7)$$

dar cu condiția:

$$F_{tRd} \le t_{fb}\,[t_{wc} + 2\sqrt{2}\,a_c + 7t_{fc}]f_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (11.8)$$

Factorul 7 din relația (11.8) poate fi înlocuit cu *C* din relația (11.6).

Dacă:

$$F_{tRd} \ge 0{,}7\,t_{fb}\cdot b_{zb}\cdot f_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (11.9)$$

nodul trebuie rigidizat cu plăci sudate pe inima stâlpului la nivelul celor două tălpi ale riglei (fig. 11.9 b și c).

În cazul prinderii sudate, sudura de prindere a tălpii riglei de talpa stâlpului trebuie să asigure rezistența completă a tălpii riglei

$$F_{tRd} = t_{fb}\cdot b_{fb}\cdot f_{yb}/\gamma M_0 \qquad (11.10)$$

11.3.1.2. Inima stâlpului nerigidizată. Rezistența de calcul a inimii stâlpului solicitată la un efort transversal de întindere rezultă din relația (11.11)

$$F_{tRd} = t_{wcb}\cdot b_{eff}\cdot f_{yc}/\gamma M_0 \qquad (11.11)$$

cu:

$$b_{eff} = t_{fb} + 5\ (t_{fc} + r_c) \text{ profile laminate} \qquad (11.12)$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 5\ (t_{fc} + \sqrt{2}\,a_c) \text{ secțiuni sudate.} \qquad (11.13)$$

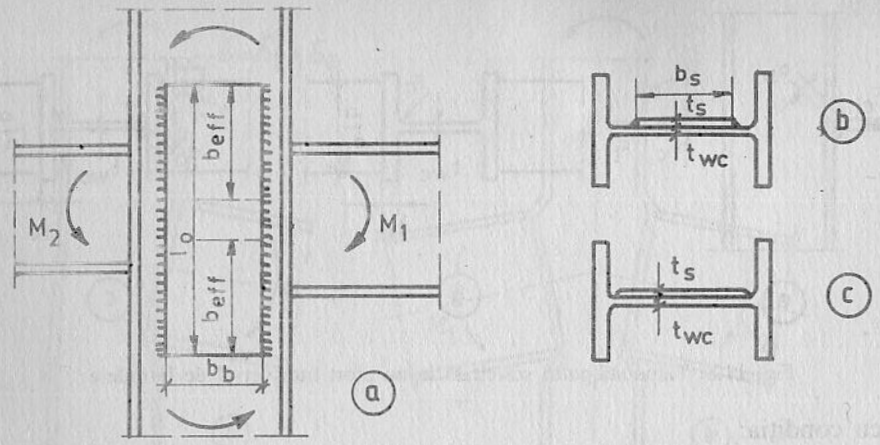


Fig. 11.9. Soluţii de consolidare a inimii stâlpului

Inima stâlpului nerigidizată poate să fie întărită cu una sau două plăci aplicate pe inima stâlpului (fig. 11.9).

Dacă prinderea acestor plăci se face cu suduri între marginea plăcii şi conjeul profilului cu $a \geq t_s$, (fig. 11. 9 c) grosimea efectivă a inimii întărite se va lua cu o placă

$$t_{seff} = 1{,}5\ t_{wc} \tag{11.14}$$

cu două plăci

$$t_{seff} = 2{,}0\ t_{wc}. \tag{11.15}$$

Dacă sudarea plăcii de întărire se va executa cu suduri de colţ longitudinale cu $a > t_s/\sqrt{2}$ se va lua pentru una sau două dubluri (fig. 11.9 b)

$$t_{seff} = 1{,}4\ t_{wc}. \tag{11.16}$$

11.3.1.3. Inima stâlpilor rigidizată (fig. 11.1 b). Rezistenţa de calcul a inimii rigidizată a stâlpului solicitată la un efort transversal de întindere se va lua egală cu rezistenţa de calcul a tălpii riglei cu condiţia respectării următoarelor condiţii:

a) grosimea rigidizărilor nu trebuie să fie mai mică decât grosimea tălpii riglei;
b) sudurile dintre rigidizări şi talpa stâlpului trebuie să fie dimensionate pentru a asigura preluarea efortului transversal transmis prin talpa riglei;
c) sudurile dintre rigidizări şi inima stâlpului trebuie să fie dimensionate pentru a asigura transmiterea efortului transversal din talpa riglei în inima stâlpului;
d) dacă calitatea oţelului din care sunt executate rigidizările este inferioară faţă de calitatea oţelului din care este executată talpa riglei, verificările de rezistenţă de la punctele *b* şi *c*, trebuie să ia în considerare calitatea de oţel folosită pentru rigidizări.

11.3.2.1. Inima stâlpului nerigidizată (fig. 11.10). Rezistenţa de calcul din inima stâlpului solicitată la strivire de un efort transversal de compresiune este dată de relaţia (11.17)

$$F_{cRd} = 1{,}25,\ t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot f_{yc}/g_{M0} - 0{,}5\ \sigma_{nEd} \cdot t_{wc} \cdot b_{eff} \tag{11.17}$$

dar cu condiţia:

$$F_{cRd} \leq t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot f_{yc}/\gamma_{M0} \tag{11.18}$$

în care σ_{nEd} este tensiunea normală maximă din inima stâlpului din efortul axial şi din încovoiere.

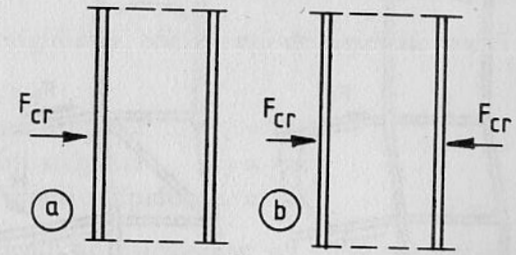


Fig. 11.10. Solicitarea la compresiune şi la strivire a inimii stâlpului

Lăţimea eficace b_{eff} rezultă din relaţia (11.12), respectiv (11.13).

În regiunea nodului, inima stâlpului trebuie verificată la voalare cu relaţia:

$$F_{bRd} = 1{,}1\ F_{cRd} \left[\frac{1}{\bar{\lambda}}\left(l - \frac{0{,}22}{\bar{\lambda}}\right)\right]^{0.5} \tag{11.19}$$

în care:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{cRd}}{F_{cr}}} \tag{11.20}$$

cu:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E t_{wc}^3}{6(1 - \nu^2)d} \tag{11.21}$$

pentru cazul compresiunii locale dintr-o singură parte (fig. 11.10 a) şi

$$F_{cr} = \frac{\pi E t_{wc}^3}{3(1 - \nu^2)d} \tag{11.22}$$

pentru cazul compresiunii locale duble (fig. 11.10 b).

Inima stâlpului nerigidizat poate fi întărită cu una sau două plăci sudate pe inima stâlpului. Grosimile eficace în cele două cazuri vor fi 1,5 t_{wc}, respectiv 2 t_{wc}.

11.3.2.2. Inima stâlpului rigidizată (fig. 11.1 b.). Rezistenţa de calcul a inimii rigidizate a unui stâlp solicitat la un efort transversal de compresiune este cel puţin egală cu rezistenţa de calcul a tălpii riglei, dacă se respectă condiţiilor specificate la 11.3.1.3.

11.3.3. REZISTENŢA ZONEI SOLICITATĂ LA FORFECARE

11.3.3.1. Panoul de inimă al stâlpului nerigidizat. Rezistenţa de calcul a panoului de inimă nerigidizat al stâlpului solicitat la un efort de forfecare (fig. 11.11 a) este dată prin relaţia (11.23)

$$V_{plRd} = [A_V \cdot f_{yc}/\sqrt{3}]/\gamma_{M0} \qquad (11.23)$$

în care A_v rezultă din relaţiile (14.12) şi (14.12 d).

Inima nerigidizată a stâlpului poate să fie întărită cu una sau două plăci sudate.

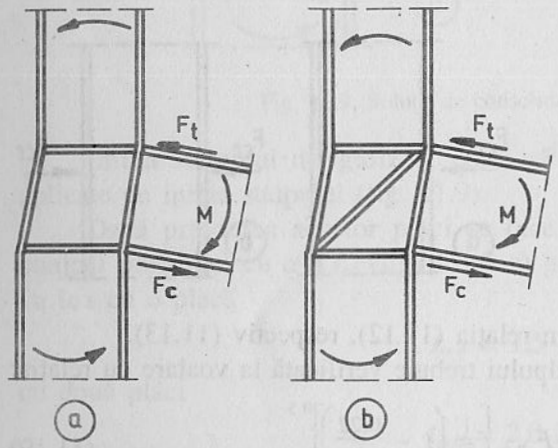


Fig. 11.11. Rezistenţa la forfecare a panoului de inimă:
a – panou nerigidizat, b – panou rigidizat

11.3.3.2. Panoul de inimă al stâlpului rigidizat. Dacă rigidizarea la forfecare se execută cu rigidizări diagonale (fig. 11.11 b) acestea trebuie dimensionate la eforturi de întindere sau de compresiune transmise prin tălpile riglei.

Sudurile dintre rigidizări şi tălpile stâlpului trebuie să reziste la eforturile transmise prin tălpile riglei.

1.3.4. RIGIDITATEA LA ROTIRE

Rigiditatea la rotire a prinderii sudate riglă-stâlp poate să fie calculată cu relaţia (11.24).

$$S_j = \frac{E\,(h_b - t_{fb}) \cdot t_{wc}}{\Sigma \frac{1}{k_i} \cdot \left(\frac{F_i}{F_{iRd}}\right)^2} \qquad (11.24)$$

în care:

S_j – este rigiditatea secantă la rotire a prinderii riglă-stâlp corespunzătoare unui nivel de solicitare a nodului cu momentul M mai mic decât M_{plRd};

k_i – coeficientul de rigiditate asociat componentei de rezistenţă F_i a prinderii;

F_i – efortul asociat componentei de rigiditate F_{iRd}, rezultă din aplicarea momentului M aplicat prinderii riglă-stâlp şi care nu trebuie să fie inferior faţă de valoarea $F_{iRd}/1{,}5$;

F_{iRd} – rezistenţa de calcul a componentei prinderii.

În relaţia (11.24) cele trei componente asociate rezistenţei de calcul F_{iRd} sunt egale

$$F_1 = F_2 = F_3 = \frac{M}{h_R - t_R} \qquad (11.25)$$

în schimb cele trei componente ale rezistenţei de calcul (F_{tR}, F_{cRd}, V_{plRd}) sunt diferite.

La prinderile sudate riglă-stâlp nerigidizate, coeficienţii de rigiditate vor fi luaţi cu următoarele valori:

- componenta de forfecare a inimii stâlpului $k_1 = 0{,}2$;
- componenta de întindere a inimii stâlpului $k_2 = 0{,}8$;
- componenta de compresiune a inimii stâlpului $k_3 = 0{,}8$.

În cazul nodurilor rigidizate coeficienţii de rigiditate se vor considera $k_i = \infty$.

Dacă inima stâlpului este întărită în regiunea nodului cu una sau două plăci, nu se consideră nod rigidizat.

11.3.5. CAPACITATEA DE ROTIRE A PRINDERII RIGLĂ-STÂLP

Capacitatea de rotire ϕ_{cd}, a unei prinderi riglă – stâlp nerigidizată, sudată dimensionată conform regulilor prezentate, se va lua egală cu 0,015 radiani.

O prindere riglă-stâlp sudată, de rezistenţă completă poate să fie considerată ca având o capacitate de rotire suficientă pentru un calcul în domeniul plastic.

11.3.6. VALOAREA MOMENTULUI REZISTENT DE CALCUL

Valoarea momentului rezistent de calcul M_{Rd} pentru prinderea semi-rigidă riglă-stâlp poate fi luată egală cu:

$$M_{Rd} = F_{iRd}\,(h_R - t_R) \qquad (11.26)$$

în care:

F_{iRd} – este cea mai mică valoare dintre F_{tRd}, rezistenţa zonei întinse (11.3) sau (11.11) şi F_{cRd}, rezistenţa zonei comprimate (11.17);

h_R – înălţimea totală a riglei;

t_R – grosimea tălpii riglei.

11.3.7. METODA DE VERIFICARE A CADRELOR CU NODURI SEMI-RIGIDE, CONTRAVÂNTUITE

Pentru determinarea valorii momentului rezistent de calcul al prinderii, trebuie apreciate, printr-o metodă aproximativă, secțiunile elementelor prinse în nod, secțiunea riglei și secțiunea stâlpului. O astfel de metodă aproximativă, în special pentru cadrele contravântuite este metoda „dreptei de funcționare a prinderii" [11.2]. Metoda oferă o soluție grafică de determinare a punctului de funcționare a unei prinderii flexibile [11.3].

În diagrama $M-Ø$ din figura 11.12 este reprezentată „dreapta de funcționare a prinderii" prin abscisa punctului A, $Ø = ql^3/24\ EI$, (rotirea în reazemul grinzii simplu rezemate din încărcarea q uniform repartizată) și ordonata punctului B, $M = ql^2/12$, reprezentând valoarea momentului de încastrare perfectă din aceeași încărcare q.

O situație intermediară între cele două extreme, prinderea articulată și cea de încastrare perfectă, este reprezentată printr-o prindere semi-rigidă, caracterizată prin cuplul $M_1 - Ø_1$, care se află pe dreapta A–B, punctul C fiind intersecția curbei care reprezintă comportamentul la rotire a prinderii, cu dreapta de funcționare a nodului. Soluția optimă a prinderii semi-rigide este aceea care permite acceptarea unui moment egal cu $ql^2/16$ la cele două capete ale riglei și deci și la mijlocul grinzii, ceea ce identifică starea de solicitare cu situația de mecanism parțial.

Practic rezolvarea parcurge următoarele etape:

a) determinarea valorii momentului rezistent din $M = ql^2/16$;
b) alegerea profilului care satisface condiția de dimensionare în stadiul elastic.

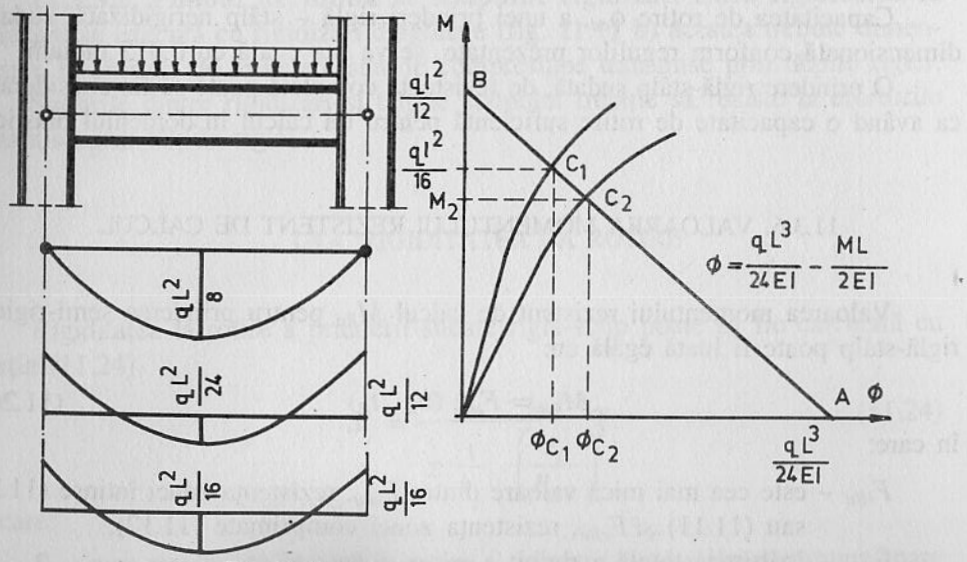


Fig. 11.12. Diagrama „Dreptei de funcționare"

În funcție de tipul prinderii: sudată cu placa frontală, cu sau fără depășirea nivelului superior al riglei, și cu șuruburi de înaltă rezistență, sau cu corniere pe inimă și pe cele două tălpi, se determină curba de comportare elastică a prinderii și cu aceasta intersecția ei cu dreapta de funcționare a prinderii [11.3].

Pentru analiza structurilor cu noduri semi-rigide sunt elaborate programe de calcul, de exemplu programul FINELG [11.4] [11.5], care ține seama de efectele de ordinul doi și de comportarea elastico-plastică a elementelor, precum și de recomandările din Anexa „J" – EUROCODE 3.

11.4. O ALTĂ METODĂ DE VERIFICARE

11.4.1. GENERALITĂȚI

În [11.6] este prezentată o altă metodă de verificare a cadrelor cu noduri semi-rigide. Din această lucrare vor fi reținute numai probleme referitoare la cadrele contravântuite cu noduri semi-rigide sudate.

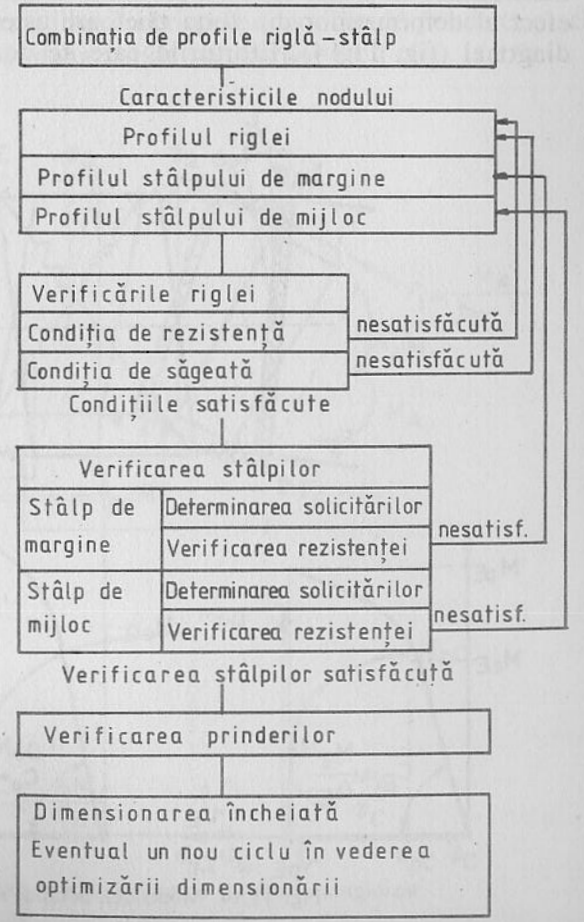


Fig. 11.13. Schema de desfășurare a verificărilor

Verificarea pleacă de la un set de profile pentru rigle şi stâlpi, secţiunile elementelor fiind alese pe baza unor calcule aproximative, de exemplu pe baza metodei „dreptei de funcţionare" a prinderii prezentate în 11.3.7. Verificarea se desfăşoară după schema arătată în figura 11.13, separat, pentru fiecare element component al structurii. Dacă profilul ales de exemplu pentru riglă nu satisface condiţiile de rezistenţă şi rigiditate se alege un profil superior.

Aceeaşi regulă este valabilă şi pentru secţiunile stâlpilor exteriori şi interiori. În cazul că secţiunile acceptate iniţial s-au dovedit prea acoperitoare se reface verificarea cu secţiuni mai reduse în vederea optimizării dimensionării.

11.4.2. CALCULUL CARACTERISTICILOR NODURILOR

Momentul de încovoiere transmis prin riglă în nodul semi-rigid, nerigidizat al cadrului, provoacă deformaţii locale la nivelul celor două tălpi ale riglei, aşa cum s-a arătat în figura 11.7. Efectul acestor deformaţii locale este prins în calcule prin două resoarte axiale la nivelul celor două tălpi (fig. 11.14). În plus, în regiunea nodului apar deformaţii şi datorită forţei tăietoare care produce o transformare în paralelogram a panoului dreptunghiular al inimii stâlpului. Acest efect al deformaţiilor din forţa tăietoare este prins în calcule printr-un resort diagonal (fig. 11.14). Eforturile care se dezvoltă în aceste resoarte permit

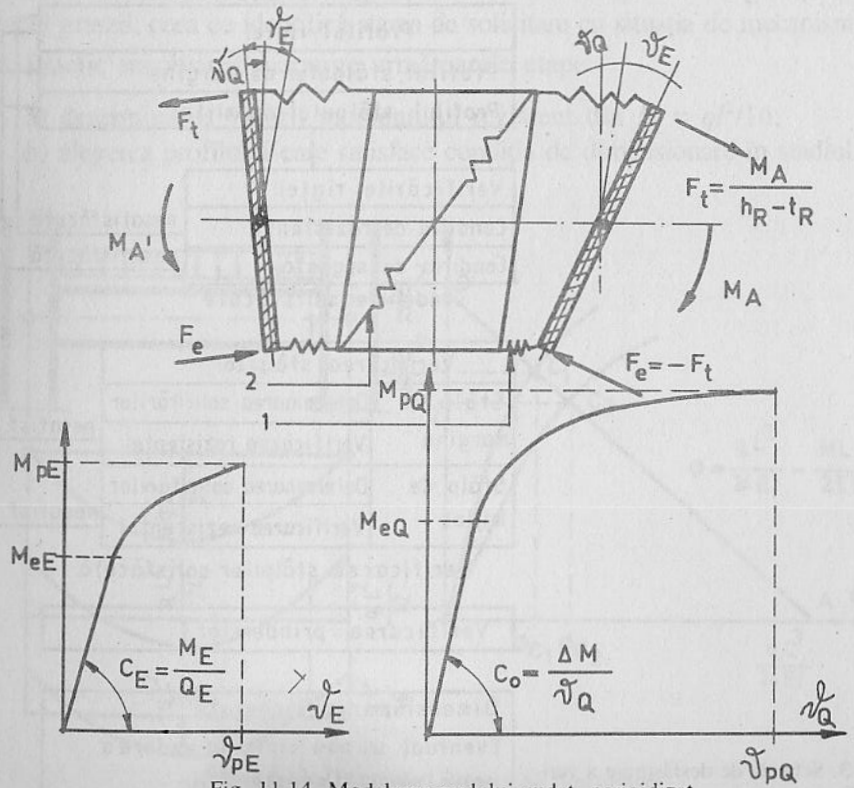


Fig. 11.14. Modelarea nodului sudat, nerigidizat

determinarea valorilor ceracteristice ale nodului. Relaţiile dintre momentul M şi rotirile ϑ sunt exemplificate prin cele două curbe din figura 11.14 care implică precizarea următoarelor valori caracteristice ale nodului [11.6], [11.7]:

a) din efectul resoartelor axiale de la nivelul celor două tălpi ale riglei:

- M_{eE} – momentul limită elastic
- M_{pE} – momentul limită plastic
- ϑ_{pE} – rotirea limită
- C_E – rigiditatea la rotire a nodului

b) Pe resortul diagonal intervine forţa tăietoare

$$Q = (M_A - M_{A'}) / (h_R - t_R). \qquad (11.27)$$

Valorile caracteristice din forţa tăietoare sunt:

- M_{eQ} – momentul limită elastic
- M_{pQ} – momentul limită plastic
- ϑ_{pQ} – rotirea maximă
- C_Q – rigiditatea la rotire a nodului.

În cazul altor prinderi decât cele sudate intervine şi o altă categorie de resoarte care prind efectul deformaţiilor de prindere (corniere de prindere, placă frontală cu prelungire superioară, deformaţiile şuruburilor etc.) (fig. 11.15).

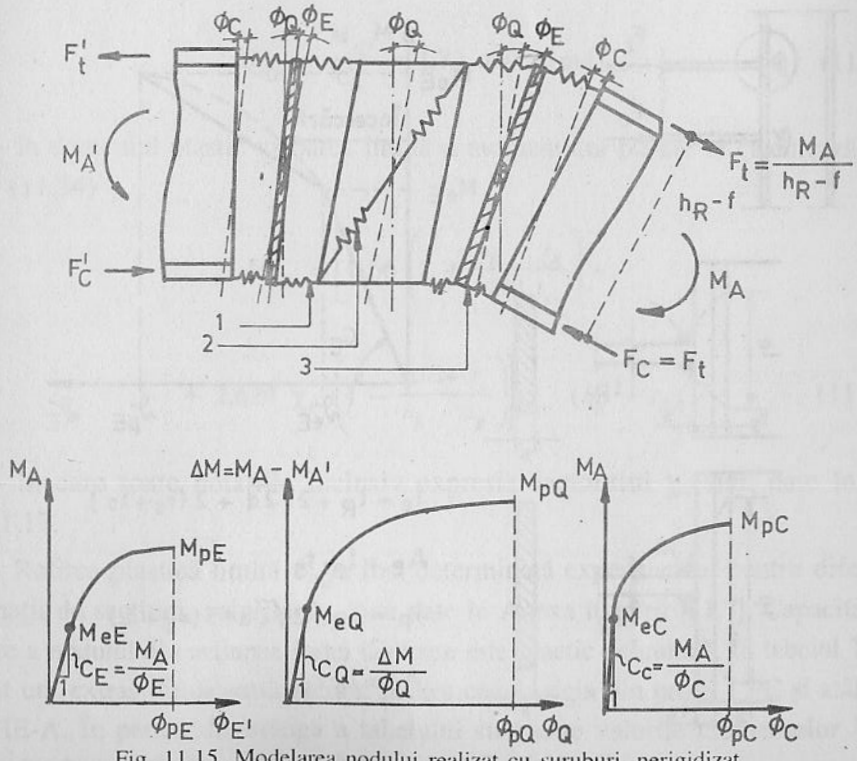


Fig. 11.15. Modelarea nodului realizat cu şuruburi, nerigidizat

c) Din efectul resoartelor axiale de la nivelul celor două tălpi ale riglei rezultă:

– În domeniul elastic

$$M_{eE} = A_e\,(h_R - t_R)\,f_y \qquad (11.28)$$

$$C_E = \frac{(h_R - t_R)^2}{2}\,C_e \ \text{[kNmm/rad]} \qquad (11.29)$$

în care:

A_e rezultă din figura 11.16.

C_e = 1200 kN/mm pentru toată gama de profile

– În domeniul plastic

$$M_{pE} = A_p\,(h_R - t_R)\,f_y \qquad (11.30)$$

în care A_p rezultă din figura 11.16.

Rotirile limită ϑ_{pE} au fost determinate experimental și valorile lor sunt date în anexele lucrării [11.6] pentru diferitele combinații de secțiuni pentru rigle – stâlpi.

d) Din efectul resortului diagonal momentul limită elastic M_{eQ} rezultă atunci când în regiunea nodului forța tăietoare atinge valoarea forței tăietoare plastice Q_{ps}; valoarea momentului limită se calculează cu relația (11.31)

$$M_{eQ} = Q_{ps}\,(h_R - t_R) \qquad (11.31)$$

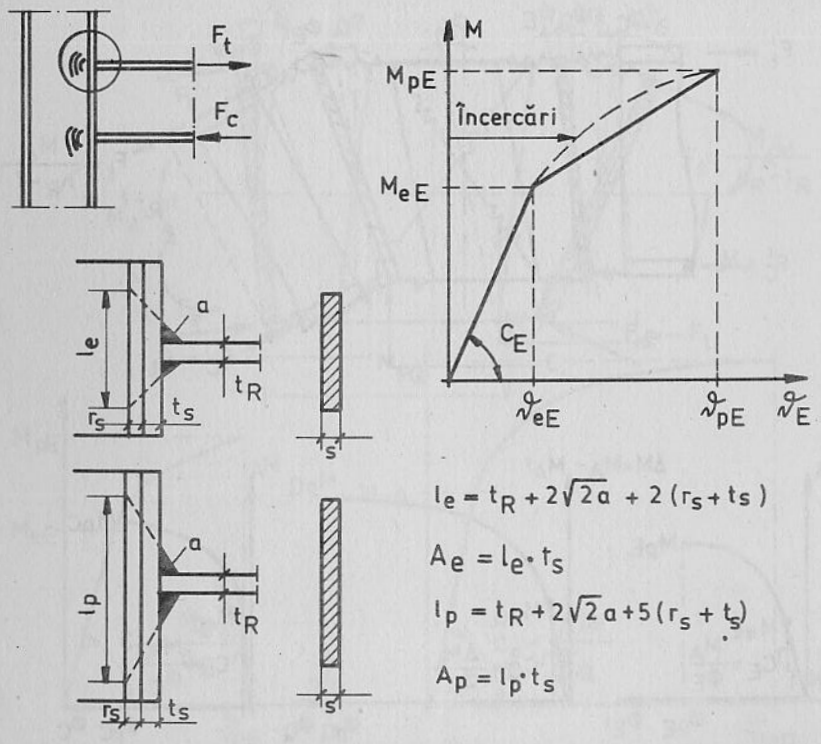


Fig. 11.16. Efectul resoartelor axiale

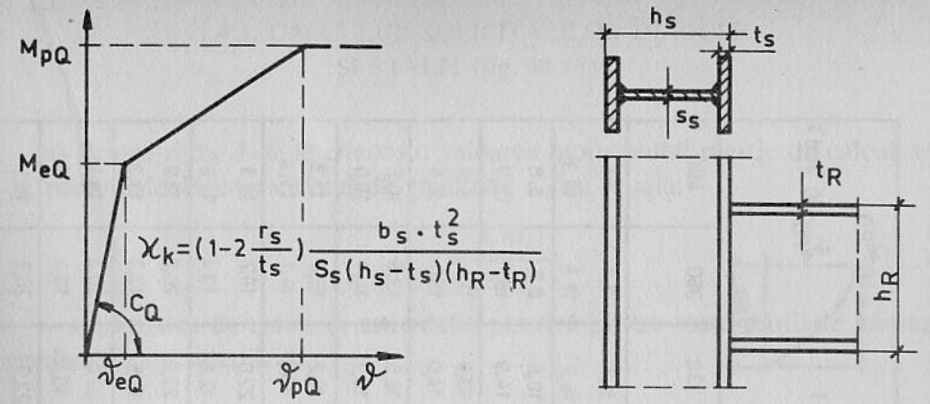


Fig. 11.17. Efectul resoartelor diagonale

și C_Q (fig. 11.17) din relația (11.32)

$$C_Q = S_s\,(h_R - t_R)\,(h_s - t_s). \ \text{[kNmm/rad]}. \qquad (11.32)$$

Rotirea limită ϑ_{eQ} la atingerea valorii momentului limită elastic se calculează din relația (11.33)

$$\vartheta_{eQ} = \frac{M_{eQ}}{C_\alpha} = 1{,}73 \cdot 10^3 \ \text{[rad]} \qquad (11.33)$$

– în domeniul plastic valoarea limită a momentului plastic se calculează din relația (11.34) .

$$M_{pR} = \left[0{,}66\left(1 + \frac{h_R - t_R}{240\ t_s}\right) + 2{,}624\ \chi_k\left(1 - \frac{0{,}024\ t_s}{h_R - t_R}\right)\right] Q_{ps}\ (h_R - t_R) \qquad (11.34)$$

– în care toate notațiile inclusiv expresia factorului χ_k sunt date în figura 11.17.

– Rotirea plastică limită ϑ_{pQ} a fost determinată experimental pentru diferite combinații de secțiuni; valorile ϑ_{pQ} sunt date în Anexa lucrării [11.7]. Capacitatea de rotire a nodului din acțiunea forței tăietoare este practic nelimitată. În tabelul 11.1 este dat un extras din această lucrare pentru cazul: rigla din profil I PE și stâlpul din I HE-A. În partea din stânga a tabelului sunt date valorile momentelor M_{pE} și M_{plQ}, iar în partea dreaptă rotirile ϑ_{pE} și ϑ_{pQ}.

Tabelul 11.1

Stâlpul HEA	M_{PS} [kNm]	M_{DR} [kNm]											
		Rigla IPE						Rigla IPE					
		240	270	300	330	360	400	240	270	300	330	360	400
		88	117	151	193	244	313						
20	103	58	66	74	83	91	103	18,6	14,0	10,8	8,7	7,1	5,5
		60	64	60	72	76	81	12,5	13,7	15,0	16,3	17,6	19,3
22	137	65	73	82	92	101	114	22,9	17,1	13,3	10,6	8,7	6,8
		73	78	82	87	91	98	11,6	12,7	13,8	14,9	16,1	17,7
24	179	78	85	99	110	121	136	20,0	22,5	17,4	13,9	11,4	8,9
		94	99	104	109	115	122	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,4
26	221	85	96	108	120	132	148	30,4	26,7	20,7	16,5	13,5	10,5
		112	117	123	129	135	143	10,9	11,8	12,7	13,7	14,7	16,0
28	268	92	104	116	129	143	160	30,4	26,9	24,1	19,2	15,8	12,3
		127	134	140	147	153	162	10,5	11,4	12,3	13,2	14,1	15,4
30	332	107	121	135	150	166	186	30,4	26,9	24,2	22,0	19,7	15,3
		156	164	171	179	186	196	10,2	10,9	11,7	12,6	13,4	14,6
32	391	117	132	148	164	181	203	30,4	26,9	24,2	22,0	20,2	17,9
		177	185	193	201	209	221	9,5	10,1	10,8	11,5	12,3	13,3
36	501	135	153	171	190	210	235	30,4	26,9	24,2	22,0	20,2	18,1
		210	220	230	240	251	265	8,5	9,0	9,6	10,3	10,9	11,8
40	615	151	174	194	215	266	266	30,4	26,9	24,2	22,0	20,2	18,1
		241	254	266	278	291	308	7,8	8,3	8,8	9,4	10,0	10,9

11.4.3. CALCULUL SOLICITĂRILOR ÎN RIGLE ȘI STÂLPI (fig. 11.18)

a) Pentru rigla A–B se cunoaște valoarea momentului plastic de calcul M_{PR} și se poate calcula coeficientul de rigiditate C_R cu relația:

$$C_R = \frac{3\ EI_R}{L_R} \tag{11.35}$$

– capacitatea de rotire în articulația plastică pentru toate profilele laminate normalizate este satisfăcută.

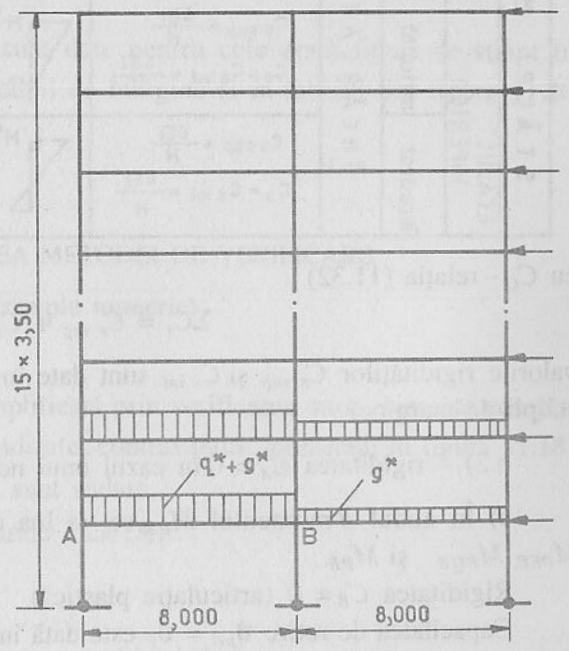


Fig. 11.18. Schema de încărcare

b) În nodul A, momentul M_{PA} se va lua ca cea mai mică dintre valorile:

M_{PR}, M_{PEA} (relația 11.30), M_{PQA} (relația 11.34)

b.1) – rigiditatea C_A în cazul că nodul A este un nod marginal rezultă din relația (11.36)

$$C_A = \frac{1}{\dfrac{1}{C_E} + \dfrac{1}{C_{LR} + \Sigma C_{is}}} \tag{11.36}$$

în care:

C_E – relația (11.29)

$$C_{LR} = \frac{C_E}{C_E + C_R} \cdot C_R \tag{11.37}$$

$$\Sigma C_{is} = \frac{C_Q}{C_Q + \Sigma C_s} \cdot C_s \tag{11.38}$$

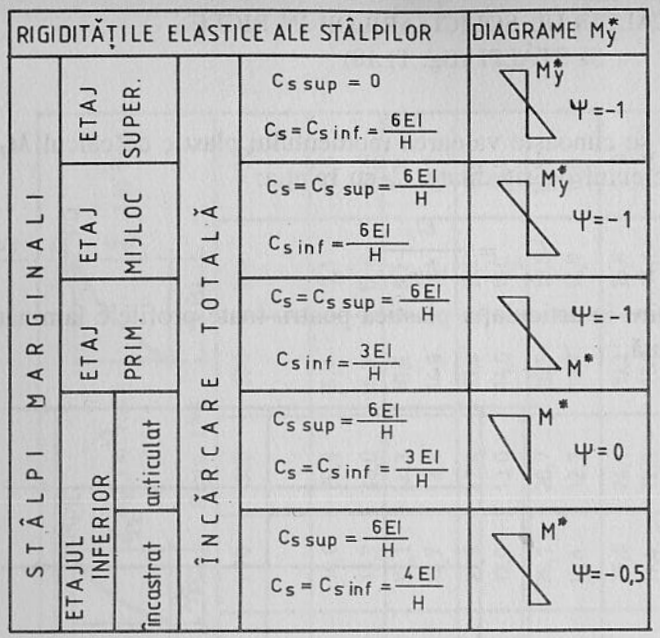


Fig. 11.19. Rigiditatea elastică a stâlpilor marginali

cu C_Q – relația (11.32)

$$\Sigma C_s = C_{s\ \text{sup}} + C_{s\ \text{inf}} \tag{11.39}$$

valorile rigidităților $C_{s\ \text{sup}}$ și $C_{s\ \text{inf}}$ sunt date în tabelul din figura 11.19, pentru stâlpii de margine.

b.2) – rigiditatea $C_A = 0$ în cazul unui nod la un stâlp interior.

c) În nodul B momentul M_{PB} se va lua ca cea mai mică dintre valorile: M_{PEB}, M_{PQB} și M_{PR}.

Rigiditatea $C_B = 0$ (articulație plastică)

Capacitatea de rotire $\vartheta_{pB} = \vartheta_P$ este dată în tabele în [11.6] și a fost stabilită experimental.

d) Verificarea stâlpilor implică determinarea forțelor axiale maxime și a momentelor de la cele două secțiuni de capăt a fiecărui stâlp.

(d.1) Forța axială maximă în stâlpii de margine se obține considerând structura încărcată complet cu $\gamma_g \cdot g$ greutatea permanentă și $\gamma_Q \cdot q$ încărcarea utilă. Încărcarea utilă va fi redusă cu factorul η (relațiile 2.3, respectiv 2.4).

(d.2) Forțele axiale în stâlpii interiori vor fi determinate în două variante:

– Încărcare totală ca în d.1; în acest caz momentele în stâlpi, dacă deschiderile riglelor adiacente sunt egale, vor fi nule.

– Încărcarea în șah la care o deschidere este încărcată cu $\gamma_g \cdot g + \gamma_Q \cdot q$, iar cea alăturată cu $\gamma_g \cdot g$.

În acest caz $\Delta M = M_1 - M_2$ are valoarea maximă.

(d.3) Momentele de încovoiere se vor determina cu relațiile (11.40) pentru stâlpii de margine și (11.41) pentru stâlpii interiori

$$M_y^* = \frac{M_p + Q_p \frac{h_s}{2}}{\Sigma C_s} C_{s\ \text{sup}} \tag{11.40}$$

$$M_y^* = \frac{M_p + Q \frac{h_s}{2} - \gamma_g \cdot g \frac{L^2}{12} \frac{C_s}{C_E + C_R}}{\Sigma C_s + C_{iR}} C_{s\ \text{inf}}. \tag{11.41}$$

Rigiditățile $C_{s\ \text{sup}}$ și $C_{s\ \text{inf}}$ sunt date pentru cele două tipuri de stâlpi în tabelul din figura 11.19 pentru stâlpii de margine și în tabelul din figura 11.20 pentru stâlpii interiori.

11.4.4. APLICAREA METODEI DE VERIFICARE

(Exemplu numeric)

Aplicarea metodei este exemplificată prin verificarea unor elemente componente ale cadrului cu noduri nerigidizate, contravântuit, prezentat în figura 11.18.

Prinderile riglelor în noduri sunt sudate.

Au fost considerate următoarele încărcări:

– planșeul acoperișului

g = 3,5 [kN/m^2] × 4,0 = 14,0 kN/m

p = 1,0 [kN/m^2] × 4,0 = 4,0 kN/m

γq = 1,35 × 14,0 + 1,50 × 4,0 = 25 kN/m

– planșeul curent

g = 3,5 [kN/m^2] × 4,0 = 14 kN/m

p = 5,0 [kN/m2] × 4,0 = 20 kN/m

γq = 1,35 × 14,0 × 1,50 × 20 = 50 kN/m

Valorile coeficienților parțiali de siguranță au fost luate din EUROCODE 3.

RIGIDITĂȚILE ELASTICE ALE STÂLPILOR				DIAGRAME M_y^*
STÂLPI DIN ȘIRUL INTERIOR	ETAJUL SUPERIOR	ÎNCĂRC. SACH	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{4EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{2EI}{H}$	$\Psi = -0{,}5$; M_y^*
		ÎNCĂRC. SACH	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{3EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{2EI}{H}$	$\Psi = 0$; M_y^*
	ETAJUL DE MIJLOC	ÎNCĂRC. TOTALĂ	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{4EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{2EI}{H}$	$\Psi = -0{,}5$; M_y^*
		ÎNCĂRC. SACH	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{2EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{2EI}{H}$	$\Psi = 1$; M_y^*
		ÎNCĂRC. SACH	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{6EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{2EI}{H}$	$\Psi = -1$; M_y^*
	ETAJUL 1	ÎNCĂRC. TOTALĂ	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{4EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{3EI}{H}$	$\Psi = -0{,}5$; M_y^*
		ÎNCĂRC. SACH	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{2EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{3EI}{H}$	$\Psi = 1$; M_y^*
		ÎNCĂRC. SACH	$C_s = C_{s\,sup} = \frac{6EI}{H}$; $C_{s\,inf} = \frac{3EI}{H}$	$\Psi = -1$; M_y^*
	ETAJUL INFERIOR	ÎNCĂRC. TOTALĂ		$M_y^* = 0$
		ÎNCĂRC. SACH — Prindere articulată	$C_{s\,sup} = \frac{4EI}{H}$; $C_s = C_{s\,inf} = \frac{3EI}{H}$	M_y^*; $\Psi = 0$
		ÎNCĂRC. SACH — Prindere încastrată	$C_{s\,sup} = \frac{4EI}{H}$; $C_s = C_{s\,inf} = \frac{4EI}{H}$	M_y^*; $\Psi = -0{,}5$

Fig. 11.20. Rigiditatea elastică a stâlpilor interiori

Plecând de la încărcările precizate mai sus, pe baza unui calcul aproximativ, au fost determinate următoarele secțiuni: pentru rigle I PE-360, pentru stâlpii de la nivelul inferior al cadrului și stâlpii exteriori I HE-A-400 și pentru cei interiori I HE-M-400.

În tabelul 11.2 sunt date caracteristicile acestor secțiuni (vezi anexele din cap. 3).

Tabelul 11.2

	h_R mm	b_R mm	t_R mm	s_R mm	r_R mm	A cm^2
IPE – 360	360	170	12,7	8,0	18	72,7
	y – y			z – z		W_{ply} cm^3 / W_{pz} cm^3 / A_s cm^2
	I_y	W_y	i_y	I_z	W_z	i_z
	16270	904	15	1040	123	3,8
	h_s mm	b_s mm	t_s mm	s_s mm	r_s mm	A cm^2
IHE-A-400	390	300	19	11	27	159
	y – y			z – z		W_{py} cm^3 / W_{pz} cm^3 / A_s cm^2
	I_y	W_y	i_y	I_z	W_z	i_z
	45070	2310	16,8	8560	571	7,34
	h_s mm	b_s mm	t_s mm	s_s mm	r_s mm	A cm^2
IHE-M-400	432	307	40	21	27	335
	y – y			z – z		W_{py} cm^3 / W_{pz} cm^3 / A_s cm^2
	I_y	W_y	i_y	I_z	W_z	i_z
	104100	4820	17,9	19330	1200	7,70
					5580	1924	73,9

Calculul caracteristicilor nodurilor

a) Din efectul resoartelor axiale în punctul A cu relațiile din figura 11.25, pentru prinderea riglei I PE-360 de stâlpul cu secțiunea I HE-A-400, rezultă:

– în domeniul elastic:

$$l_e = 12{,}7 + 2\sqrt{2} \cdot 7 + 2\,(19 + 27) = 124.44 \text{ mm}$$

$$A_e = 124.44 \times 11 = 1368{,}84 \text{ mm}^2$$

Din 11.28

$$M_{eE} = 1368{,}84 \times 24\,(360 - 12{,}7)\,10^{-5} = 114{,}1 \text{ kNm}$$

Din 11.29

$$C_E = \frac{(360 - 12{,}7)^2}{2} \cdot 1200 = 72{,}37 \cdot 10^6$$

– în domeniul plastic

$l_P = 12,7 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 7 + 5\,(19 + 27) = 262,44$ mm

$A_P = 262,44 \times 11 = 2886,84$ mm^2

$M_{PE} = 2886,84 \times 24\,(360 - 12,73)\ .\ 10^{-5} = 240,60$ kNm

b) Din efectul resortului diagonal, momentul elastic rezultă din relația 11.31 cu

$Q_{ps} = A_s \cdot f_y / \sqrt{3} = 38,7 \cdot 24 / \sqrt{3} = 536.25$ kN

$M_{eQ} = 536,25 \times 347,3 \cdot 10^{-3} = 186,22$ kNm

Panta inițială a curbei $M - \theta$, rezultă din relația 11.32.

$C_Q = 11 \times 347 \cdot 3 \times 371 \times 78 = 110,5 \cdot 10^6$ kNmm/rad

În domeniul plastic cu x_k din relația dată în figura 11.26

$$x_k = \left(1 + 2\,\frac{27}{19}\right)\frac{300 \times 19^2}{11 \times 371 \times 347,3} = 0,2936$$

momentul rezistent în domeniul plastic rezultă din relația 11.34

$$M_{pQ} = 0,66\left(1 + \frac{347,3}{240 \times 19}\right) + 2,624 \times 0,293\left(1 - \frac{0,024 \times 19}{347,3}\right)536,25 \times 347,3 =$$

$$= (0,710 + 0,769)\ 536,25 \times 347,3 \cdot 10^{-3} = 275\ \text{kNm}.$$

c) Din efectul resoartelor axiale în punctul B pentru prinderea riglei I PE-360 de stâlpul cu secțiunea I HE-M-400 rezultă:

– în domeniul elastic:

$l_e = 12,7 + 2\ \sqrt{2}.7 + 2\,(40 + 27) = 166,44$ mm

$A_e = 166,44 \times 21 = 3495,24$ mm^2

$M_{eE} = 3495,24 \times 24 \times 347,3 \cdot 10^{-5} = 291,33$ kNm

$C_E = 72,37 \cdot 10^6$ kNm/rad

– în domeniul plastic

$l_p = 12,7 + 2\sqrt{2} \cdot 7 + 5\,(40 + 27) = 367,44$ mm

$A_p = 367,44 \times 21 = 7716,24$ mm^2

$M_{PE} = 7716,24 \times 24 \times 347,3\ .\ 10^{-5} = 643,16$ kNm

d) Din efectul forței tăietoare cu:

$Q_{ps} = 73,9 \times 24 / \sqrt{3} = 1024,02$ kN

$M_{eQ} = 1024,02 \times 347,3 \cdot 10^{-3} = 355,64$ kNm

$C_Q = 21 \times 347,3 \times 392 \times 78 = 223 \times 10^6$ kNm/rad

e) pentru domeniul plastic

$$x_k = \left(1 + 2\,\frac{27}{40}\right)\frac{307 \times 40^2}{21 \times 392 \times 347,3} = 0,404$$

$$M_{pQ} = 0,66\left(1 + \frac{347,3}{240 \times 40}\right) + 2,624 \times 0,404\left(1 - \frac{0,024 \times 40}{347,3}\right)1024,02 \times 347,3 =$$

$$= (0,684 + 1,057)\,1024,02 \times 347,3 \cdot 10^{-3} = 619,17\ \text{kNm}.$$

Verificarea riglei A–B

$M_{PR} = Wpl \cdot fy = 1020 \times 24 \cdot 10^{-2} = 244,8$ kNm

$$C_R = \frac{3EI_R}{L_R} = \frac{3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 16270}{800} \cdot 10^{-1} = 12 \cdot 81 \cdot 10^6\ \text{kNmm}$$

Momentul de prindere în A

$M_{PA} = \min\,(M_{PR} = 244,2\,,\ M_{PE} = 240,6,\ M_{PQ} = 275,0).$

Hotărâtor $M_P = M_{PE} = 240,6$ kNm

$$C_s = \frac{9EI_s}{H} = \frac{9 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 45070}{350} \cdot 10^{-1} = 243,4 \cdot 10^6\ \text{kNmm/rad}$$

$C_E = 72,37 \cdot 10^6$ kNmm/rad

$C_Q = 110,5 \cdot 10^6$ kNmm/rad

$$\Sigma C_{is} = \frac{C_Q}{C_Q + \Sigma C_s}\,\Sigma C_s = \frac{110,5}{110,5 + 243,4} \cdot 243,4 \cdot 10^6 = 76 \cdot 10^6\ \text{kNmm/rad}$$

$$C_A = \frac{C_E}{C_E + \Sigma C_s}\,\Sigma C_s = \frac{72,37}{72,37 + 243,4} \cdot 243,4 \cdot 10^6 = 55,8 \cdot 10^6\ \text{kNmm/rad}$$

Încastrarea în B

$M_{PB} = M_{PR} = 244,8$ kNm

Momentul la mijlocul deschiderii

$$M_F\ \frac{qL^2}{8} - \frac{1}{2}\,(M_A + M_B) = 400 - 242,7 = 157,3\ \text{kNm}$$

Deoarece în nodurile A și B momentele sunt practic egale cu momentul plastic și deci capacitatea de rotire este asigurată, rezultă că grinda este supradimensionată, momentul la mijlocul deschiderii putând să crească până la valoarea momentului plastic $M_F = 244,4$ kNm, rigla devenind în acest caz un mecanism.

Încărcarea corespunzătoare ar deveni

$$q_{\max} \frac{8}{L_R^2}\left[\frac{1}{2}(M_A + M_B) + M_F\right] =$$

$$= \frac{8}{64} 242{,}7 + 244{,}4) = 60{,}8 \text{ kK/m} > 50 \text{ kN/m}.$$

Verificarea stâlpului de margine de la primul nivel

Forța axială maximă se obține considerând structura complet încărcată cu sarcina permanentă plus încărcarea utilă acționând pe toate cele 14 planșee. Efectul încărcării utile se reduce cu factorul η vezi (2.3), respectiv (2.4).

Pentru exemplul considerat în figura 11.6 forța axială maximă va rezulta:

– din acoperiș	25×4	$= 100$ kN
– din încărcarea permanentă	$14 \times 4 \times 14 \times 1{,}25$	$= 1058$ kN
– din încărcarea utilă:		
cu $\eta = 0{,}3 + \frac{0{,}6}{\sqrt{14}} = 0{,}46$	$20 \times 4 \times 0{,}46 \times 14 \times 1{,}5$	$= 772{,}8$ kN
	N_{max}	$= 1930{,}8$ kN

Momentul de încovoiere în stâlpul de margine (11.40)

$$M_y^* = \frac{M_A^* + Q\frac{h_s}{2}}{\Sigma C_s} C_{s\,\text{sup}}$$

în care:

$$Q = q \frac{L_B}{2} = 50 \times 4 = 200 \text{ kN}$$

din tabelul din figura 11.19 pentru stâlpul marginal de la primul nivel, cu nodul de bază articulat

$$C_{s\,\text{sup}} = \frac{6EI}{H}; \quad C_{s\,\text{inf}} = \frac{4EI}{H}$$

$$C_s = C_{s\,\text{sup}} + C_{s\,\text{inf}} = \frac{10EI}{H}$$

cu $M_A = 242{,}7$ kNm rezultă

$$M_y = \frac{242{,}7 + 200\,\frac{0{,}40}{2}}{10} \cdot 6 = 169{,}6 \text{ kNm}$$

cu:

$$l_z = H = 350; \quad \lambda_z = \frac{350}{7{,}34} = 47; \quad \varphi = 0{,}932$$

$$W_{ypl} = 2560 \text{ cm}^3; \quad A = 159 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{193080}{0{,}932 \times 159} + \frac{1696000}{2560} = 1925 \text{ daN/cm}^2 < 2100 \text{ daN/cm}^2.$$

CAPITOLUL 12

ELEMENTE DE PRINDERE ȘI ÎMBINARE

12.1. GENERALITĂȚI

Prinderile și îmbinările dintre elementele unei structuri metalice trebuie astfel concepute și calculate încât sub acțiunea încărcărilor structura să-și păstreze capacitatea de rezistență, sau să fie capabilă să răspundă exigențelor impuse prin calculul la stările limită ultime și calculul la stările limită de serviciu.

Verificările la stările limită ultime trebuie să se bazeze pe solicitările din secțiunile în care sunt amplasate prinderile și îmbinările, determinate printr-o analiză globală a structurii prin care s-a ținut seama de influența imperfecțiunilor, de efectul de ordinul II și de efectul flexibilității în cazul unor prinderi semi-rigide.

Rezistența unei prinderi sau îmbinări depinde de rezistența elementelor de îmbinare, dar și de rezistența unor piese adiționale (gusee, eclise etc.). Această rezistență poate să fie determinată printr-un calcul elastic liniar, dar poate să fie utilizată și o analiză neliniară cu condiția considerării comportării forță–deformația extins la toate elementele prinderii și îmbinării.

Concepția de alcătuire constructivă a prinderilor și îmbinărilor trebuie să ia în considerare facilități de fabricație și montaj și să asigure:

– jocuri necesare montajului,
– distanțe suficiente pentru strângerea șuruburilor,
– acces suficient pentru executarea sudurilor,
– posibilitatea unui control al calității și posibilității de întreținere ulterioară.

Elementele principale cu care se realizează prinderile și îmbinările sunt șuruburile, niturile și sudura electrică.

În capitolul 3, în tabelul 3.5 sunt date clasele de calitate pentru șuruburi după STAS și Eurocode, în tabelul 3.6 sunt date rezistențele de calcul după STAS 10108/0-78 pentru șuruburi și în tabelul 3.8 pentru nituri. În tabelul 3.7 sunt date de asemenea după STAS rezistențele la presiunea diametrală în cazul că se produce o lunecare în prindere.

În tabelul 3.9 sunt date după STAS 10108/0-78 rezistențele de calcul în îmbinările sudate. Prevederile Eurocode vor fi prezentate în paragrafele respective.

12.2. EFORTUL CAPABIL DE CALCUL AL ŞURUBURILOR

Într-un calcul de stare limită ultimă, efortul de forfecare F_{vsd} care revine unui şurub nu trebuie să depăşească cea mai mică dintre următoarele valori:

- efortul capabil de calcul la forfecare F_{vRd}
- efortul capabil de calcul la presiune diametrală F_{bRd}.

Expresiile eforturilor de calcul F_{vRd} şi F_{bRd} sunt date în tabelul 12.1, pentru un plan de forfecare.

Pentru coeficientul parţial de siguranţă γ_{Mb} se va lua după Eurocode 3 valoarea 1.25.

Tabelul 12.1

1. Efortul capabil de calcul la forfecare; planul de forfecare trece prin porţiunea cilindrică a şurubului – pentru clasele 4.6, 5.6, 6.6 şi 8.8	$F_{vRd} = \dfrac{0{,}6\ A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$ (12.1)
1.a. – pentru clasele 4.8, 5.8, 6.8 şi 10.9	$F_{vRd} = \dfrac{0{,}5\ A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$ (12.2)
1.b. – planul de forfecare trece prin porţiunea filetată a şurubului	$F_{vRd} = \dfrac{0{,}6\ A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$ (12.3)
2. Efortul capabil de calcul la presiune diametrală* în care α este cea mai mică valoare dintre: $\dfrac{e_1}{3d_0}$, $\dfrac{p_1}{3d_0} - \dfrac{1}{4}$, $\dfrac{f_{ub}}{f_u}$, sau 1,0	$F_{bRd} = \dfrac{2{,}5\ \alpha\ d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{Mb}}$ (12.4)
3. Efortul capabil de calcul la întindere	$F_{tRd} = \dfrac{0{,}9\ A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$ (12.5)

A – aria secţiunii brute a şurubului;
A_s – aria secţiunii filetate a şurubului;
d – diametrul şurubului, d_0 – diametrul găurii;
* – vezi şi valorile presiunii diametrale date în tabelul 12.3.

Eforturile capabile de calcul date în tabelul 12.1 se aplică numai atunci când găurile pentru montarea şuruburilor respectă următoarele diferenţe $(d_0 - d)$, normalizate:

1 mm pentru şuruburi M 12 şi M 14;
2 mm pentru şuruburi M 16 până la M 24;
3 mm pentru şuruburi M 27 şi mai mari.

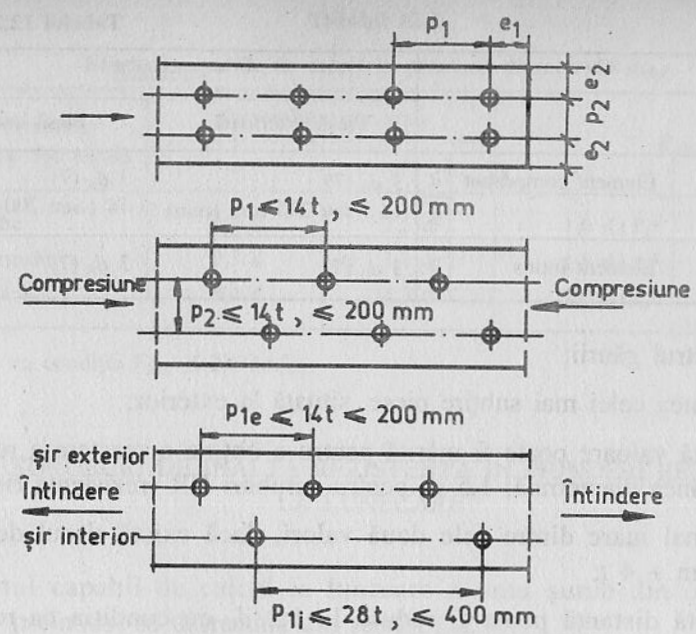


Fig. 12.1. Distanţe între găuri

În plus valorile F_{vRd} şi F_{bRd} din tabelul 12.1 se consideră numai în cazul că distanţa $e_2 \geq 1{,}5\ d_0$ şi distanţa între axe $p_2 \geq 3\ d_0$ (fig. 12.1). În tabelul 12.2 sunt date distanţele dintre găuri în sens longitudinal şi transversal.

Tabelul 12.2

Poziţia găurilor pentru şuruburi şi nituri

			Prinderi	
			Piesă exterioară	Piesă interioară
Distanţa longitudinală e_1		≥ ≤	1,2 d_0 (1) 12 t sau 150 mm	1,2 d_0 (1) 12 t sau 150 mm (max)
Distanţa transversală e_2		≥ ≤	1,5 d_0 (3) 12 t sau 150 mm (max)	1,5 d_0 (3) 12 t sau 150 mm (max)
Între axe p_1	Şirul exterior Element comprimat	≥ ≤	2,2 d_0 (4) 14 t sau 200 mm (min)	2,2 d_0 (4) 14 t sau 200 mm (min)
	Şirul interior Element comprimat	≥ ≤	2,2 d_0 (4) 14 t sau 200 mm (min)	2,2 d_0 (4) 14 t sau 200 mm (min)
	Şirul exterior Element întins	≥ ≥	2,2 d_0 (4) 14 t sau 200 mm (min)	2,2 d_0 (4) 14 t sau 200 mm (min)
	Şirul interior Element închis	≥ ≤	2,2 d_0 (4) 28 t sau 400 mm (min)	2,2 d_0 (4) 28 t sau 400 mm (min)

Tabelul 12.2 (continuare)

			Prinderi	
			Piesă exterioară	Piesă interioară
Între axe p_2	Element comprimat	≥	3 d_0 (7)	3 d_0 (7)
		≤	14 t sau 200 mm (min)	14 t sau 200 mm (min)
	Element întins	≥	3 d_0 (7)	3 d_0 (7)

d_0 – diametrul găurii;

t – grosimea celei mai subțire piese, situată la exterior;

(1) – această valoare poate fi mărită pentru a obține o creștere a rezistenței la presiunea diametrală; 1,5 d_0 pentru șuruburi HR (rezistența ridicată);

(2) – cea mai mare dintre cele două valori, dacă există riscul de coroziune 40 mm + 4 t;

(3) – această distanță poate fi redusă la 1,2 d_0 cu condiția ca rezistența la presiune diametrală să fie redusă; 1,5 d_0 pentru șuruburi cu strângere controlată;

(4) – această distanță poate fi mărită dacă este necesară majorarea rezistenței la presiune diametrală; 3,0 d_0 pentru șuruburi cu strângere controlată;

(5) – cea mai mică dintre cele două valori;

– valoarea poate să fie multiplicată cu 1,5 dacă nu există pericolul de coroziune;

(6) – cea mai mică dintre cele două valori

– valorile pot fi majorate cu 1,5 dacă nu există riscul de coroziune;

(7) – distanțele între axe pot fi reduse la 2,4 d_0 dacă rezistența la presiune diametrală este redusă în consecință;

– 3 d_0 pentru șuruburile HR cu strângere controlată;

– în elementele întinse distanța p_2 poate să fie inferioară față de cea mai mică dintre 14 t și 200 mm.

Dacă pentru distanțele e_2 și p_2 se folosesc distanțele minime admise 1,2 d_0 pentru e_2 și 2,4 d_0 pentru p_2, valorile eforturilor capabile de calcul la presiune diametrală F_{bRd} se reduc la 2/3.

Pentru șuruburile montate în găuri care respectă diferențele $(d_0 - d)$ normalizate și sunt montate în găuri la distanțele e_1 și p_1 precizate în tabelul 12.3, valorile eforturilor capabile de calcul la presiune diametrală pot fi luate din acest tabel.

Tabelul 12.3

Eforturi capabile de calcul la presiune diametrală R_{bRd}

Clase nominale de presiune diametrală	Dimensiuni minimale		R_{bRd}	
	e_1	P_1		
slabe	1,7 d	2,5 d	1,0 d.t.f_u*	(12.6)
normale	2,5 d	3,4 d	1,5 d.t.f_u*	(12.7)
ridicate	3,4 d	4,3 d	2,0 d.t.f_u*	(12.8)

* dar cu condiția $F_{bRd} \leq 2{,}0$ d.t.f_u

12.2.1. ȘURUBURI DE ÎNALTĂ REZISTENȚĂ ÎN PRINDERI REZISTENTE LA LUNECARE

Efortul capabil de calcul la lunecare a unui șurub din oțel de înaltă rezistență, preîntins, se determină din relația (12.9).

$$F_{sRd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{Mb}} \cdot F_{pcd} \qquad (12.9)$$

în care

– F_{pcd} – forța de preîntindere se ia egală cu: 0,7 $A_s f_{ub}$;
– n – numărul interfețelor de frecare;
– k_s – un coeficient care se ia:
$k_s = 1$ – în cazul că găurile din toate piesele din prindere se înscriu în toleranțele nominale normale;
$k_s = 0{,}85$ – în cazul găurilor supradimensionate sau alungite scurte;
$k_s = 0{,}70$ – în cazul găurilor ovale lungi;

– coeficientul parțial de siguranță după Eurocode 3 se ia:

$\gamma_{MS\ ult}$ = 1,10 în cazul stării limită ultime;
$\gamma_{MS\ serv}$ = 1,20 în cazul stării limită al condițiilor normale de exploatare;
μ – coeficient de frecare care se va lua:
$\mu = 0{,}50$ – pentru suprafețe din clasa A;
$\mu = 0{,}40$ – pentru suprafețe din clasa B;
$\mu = 0{,}30$ – pentru suprafețe din clasa C;
$\mu = 0{,}20$ – pentru suprafețe din clasa D.

Clasificarea suprafețelor se face după următoarele criterii:

Clasa A – suprafețe decapate prin sablare cu îndepărtarea plăcilor de țunder neaderente și fără nuclee de coroziune;

– suprafețe decapate prin sablare și metalizare prin protecție cu aluminiu;
– suprafețe decapate prin sablare și metalizare prin protecție pe bază de zinc, asigurând un coeficient de frecare de cel puțin 0,5.

Clasa B – suprafețe decapate prin sablare și acoperite cu un strat de vopsea pe bază de silicat de zinc și cu o grosime de 50–80 μm;

Clasa C – suprafețe curățate prin frecare cu perii de sârmă, sau flacără oxi-gaz, cu îndepărtarea plăcilor de țunder neaderente.

Clasa D – suprafețe netratate.

12.2.1.1. Întindere și forfecare, combinate. Dacă în prindere sau îmbinare acționează o forță de întindere F_t și o forță de forfecare F_v, care tinde să provoace o lunecare, efortul capabil la lunecare al unui șurub de înaltă rezistență pretensionat cu strângere controlată se determină cu formula (12.3), respectiv (12.4);
– pentru prinderile rezistente la lunecare la starea limită ultimă (categoria C)

$$F_t = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{pcd} - 0{,}8\ F_{tsd})}{\gamma_{Mb\ ult}} \qquad (12.11)$$

– pentru prinderile rezistente la lunecare la starea limită a exploatării normale:

$$F_t = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{pcd} - 0{,}8\ F_{t\ serv})}{\gamma_{Mb\ serv}} \qquad (12.12)$$

Dacă în prindere sunt folosite elemente adiționale pentru transmiterea forței de întindere (fig. 12.2), acestea trebuie dimensionate pentru a rezista și la efectul de pârghie care se poate produce. Acest efect de pârghie depinde de rigiditatea relativă și de dimensiunile geometrice ale elementelor care formează prinderea.

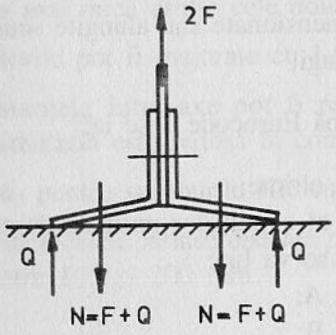


Fig. 12.2. Efect de pârghie

12.2.2. CATEGORIILE DE PRINDERI CU ȘURUBURI

12.2.2.1. Prinderi solicitate la forfecare. Calculul și concepția prinderilor cu șuruburi solicitate la forfecare trebuie să corespundă uneia din categoriile prezentate în tabelul 12.4.

Tabelul 12.4

Categorii ale prinderilor cu șuruburi

Categoria	Criteriul	Observație
Prinderi care lucrează la forfecare		
A presiune diametrală	$F_{vSd} \le F_{vRd}$ $F_{vSd} \le F_{bRd}$	Fără preîntindere toate calitățile 4.6. – 10.9
B rezistențe la lunecare stadiul limită de serviciu	$F_{vSd\,serv} \le F_{vRd\,serv}$ $F_{vSd} \le F_{vRd}$ $F_{vSd} \le F_{bRd}$	Șuruburi HR preîntinse fără lunecări în stadiul limită de serviciu
C rezistențe la lunecare stadiul limită ultim	$F_{vSd} \le F_{sRd}$ $F_{vSd} \le F_{bRd}$	Șuruburi HR preîntinse fară lunecări în stadiul limită ultim
Prinderi care lucrează la întindere		
D Șuruburi fără preîntindere	$F_{tSd} \le F_{tRd}$	Fără preîntindere toate calitățile 4.6. – 10.9
E Șuruburi preîntinse	$F_{tSd} \le F_{tRd}$	Șuruburi HR preîntinse

F_{vSdsev} – efort de forfecare de calcul pentru un șurub lim. serviciu
F_{vSd} – efort de forfecare de calcul pentru șurub lim. ultim
F_{tSd} – efort de întindere pentru șurub lim. ultim
F_{vRd} – efortul capabil de calcul la forfecare
F_{bRd} – efortul capabil de calcul la presiune diametrală
F_{sRdsev} – efortul capabil de calcul la lunecare lim. serviciu
F_{sRd} – efortul capabil la lunecare lim. ultim
F_{tRd} – efortul capabil de calcul la întindere

Categoria A, prinderi care lucrează la presiune diametrală. La această categorie de prinderi pot fi folosite șuruburi ordinare (fabricate din oțel cu un conținut redus de carbon) sau din oțel de calitate superioară din grupele de calitate până la 10.9. Nu sunt cerințe speciale privind preîntinderea și tratarea suprafețelor. Efortul de calcul la forfecare în stadiul limită ultim F_{vSd} nu trebuie să depășească efortul capabil de calcul la forfecare F_{vRd} și nici efortul capabil de calcul la presiunea diametrală F_{bRd}.

Categoria B, prinderi rezistente la lunecare în stadiul limită al exploatării normale. La această categorie de prinderi trebuie folosite șuruburi de înaltă rezistență cu o strângere controlată. Efortul de forfecare de calcul determinat pentru condițiile stadiului limită ale exploatării normale $F_{vSd\,serv}$, nu trebuie să depășească efortul capabil de calcul la lunecare F_{vRd} și în plus efortul de forfecare în stadiul limită ultima F_{vSd} nu trebuie să depășească efortul capabil de calcul la forfecare F_{vRd} și nici efortul capabil de calcul la presiune diametrală F_{bRd}.

Categoria C, prinderi rezistente la lunecare în stadiul limită ultim. La această categorie de prinderi trebuie utilizate șuruburi de înaltă rezistență cu strângere controlată; lunecarea nu trebuie să se producă în stadiul limită ultim. Efortul de forfecare de calcul F_{vSd} determinat în stadiul limită ultim nu trebuie să depășească efortul capabil de calcul la lunecare F_{vRd} și nici efortul la presiune diametrală F_{bRd}. În stadiul limită ultim, rezistența plastică de calcul în secțiunea netă în dreptul găurilor de șurub $N_{net\,Rd}$ se va lua din relația (12.11)

$$N_{net\,Rd} = A_{net} \cdot f_y/\gamma_{Mo}. \qquad (12.11)$$

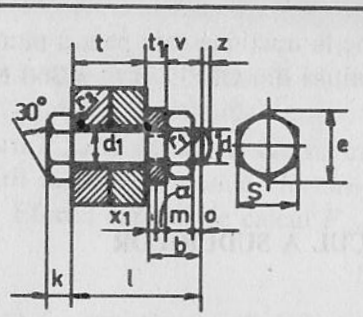
12.2.2.2. Prinderi care lucrează la întindere

Categoria C – La această categorie de prinderi pot fi utilizate șuruburi din mărci de oțel cu conținut redus de carbon sau șuruburi din oțel de calitate ridicată până la 10.9. Nu se realizează o preîntindere a șuruburilor. Această prindere nu se recomandă a fi folosită în cazul unor frecvente variații a solicitărilor de întindere.

Categoria D – Prinderi cu șuruburi de înaltă rezistență. La această categorie de prinderi se recomandă utilizarea șuruburilor din oțel de înaltă rezistență cu strângerea controlată. Preîntinderea îmbunătățește în acest caz rezistența la oboseală, dar aceasta depinde și de soluțiile constructive adoptate.

În tabelul 12.5 sunt date pentru șuruburile brute și păsuite dimensiunile principale și valorile ariilor brute, (în secțiunea cilindrică) și nete (în secțiunea filetată).

Tabelul 12.5



		M 12	M 16	M 20	M 24	M 27	M 30
Diam. surub „d" cm		12	16	20	24	27	30
Diam. gaura „d_o" cm		13	17	21	25	28	31
A_{brut}	cm^2	1,13	2,01	3,14	4,52	5,73	7,07
A_{net}	cm^2	0,74	1,41	2,20	3,17	4,19	5,09
Dimensiuni în mm	k	8	10,5	13	15	17	19
	r_1	10	15	18	20	25	25
	r_2	0,5	1	1	1	1	1
	x_1	4	5	6	7	7	8
	o	2	3	3	3	4	4
	z	2	2,3	3	4	4	5
	m	9,5	13	16	18	20	22
	s	19	24	30	36	41	46
	e	21,9	27,7	34,6	41,6	47,3	53,1
	t_1	8	8	8	8	8	8

12.3. EFORTUL CAPABIL DE CALCUL AL NITURILOR

Efortul capabil de calcul a niturilor se determină ca și la șuruburi cu diferența că diametrul d din relațiile de verificare reprezintă diametrul găurii. Pentru determinarea efortului capabil la forfecare se folosește relația 12.12.

$$F_{vRd} = \frac{0{,}6\ f_{ur} \cdot A_g}{1{,}25} \qquad (12.12)$$

se va lua:

A_g – aria găurii de nit;

f_{ur} – valoarea normată a rezistenței ultime la tracțiune care pentru nitul bătut se va lua f_{ur} = 400 N/mm^2 pentru nituri din OL 37 și f_{ur} = 360 N/mm^2 pentru nituri din OL 34.

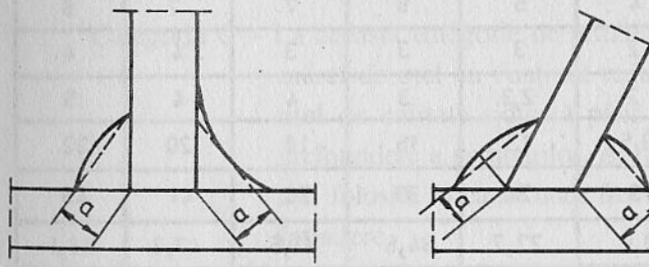
12.4. REZISTENȚA DE CALCUL A SUDURILOR

12.4.1. PRINDERI CU SUDURI DE COLȚ

Lungimea sudurilor de colț se ia egală cu lungimea totală a cusăturii inclusiv întoarcerile de la extremități dacă sudura are aceeași grosime totală pe toată lungimea ei. Dacă nu se iau măsuri tehnologice pentru asigurarea grosimii pe toată lungimea cusăturii, din lungimea totală vor trebui să fie scăzute zona de amorsare a arcului electric și craterul final, echivalente cu $2a$, a fiind grosimea de calcul a sudurii de colț.

Ca grosime de calcul a sudurii de colț se consideră înălțimea celui mai mare triunghi înscris între fețele sudurii prin fuziune și suprafața exterioară, măsurată perpendicular pe marginea exterioară a sudurii (fig. 12.3). Grosimea de calcul a sudurii trebuie să fie de cel puțin 3 mm.

În cazul sudurilor cu penetrație puternică se poate ține seama de creșterea suplimentară a grosimii de calcul (fig. 12.4) cu condiția ca prin încercări preliminare să fie probată adâncimea de penetrare.



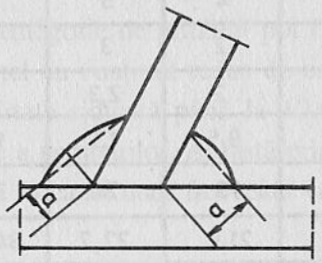


Fig. 12.3. Suduri de colț

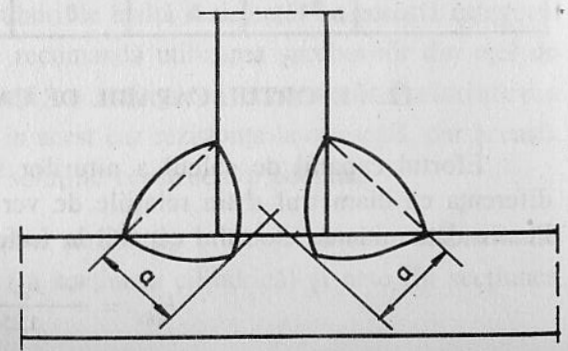


Fig. 12.4. Suduri de colț cu penetrație puternică

În cazul folosirii metodei de sudare automată sub strat de flux ca adâncime de penetrare a sudurii de colț se poate considera cea mai mică valoare dintre 0,2 a și 2 mm.

Rezistența de calcul a unei suduri de colț se consideră suficientă dacă în toate punctele rezultanta tuturor eforturilor pe unitatea de lungime transmisă sudurii F_{wsd} nu depășește efortul capabil de calcul F_{wRd} independent de orientarea sudurii față de rezultanta eforturilor din încărcare.

Efortul capabil de calcul F_{wRd} al unei suduri de colț se determină cu relația

$$F_{wRd} = a \cdot f_{vwd} \tag{12.13}$$

în care f_{vwd} rezistența sudurii la forfecare se calculează cu formula (12.14)

$$f_{vwd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \ \gamma_{Mw}} \tag{12.14}$$

în care:

f_u – rezistența ultimă la tracțiune;

β_w – factorul de corelare;

γ_{Mw} – coeficientul parțial de siguranță pentru diferitele mărci de oțel aceste valori rezultă din tabelul 12.6.

Tabelul 12.6

Marca de oțel	f_u [N/mm^2]	β_w	γ_{Mw}
Fe 360 (OL 37)	360	0,80	1,25
Fe 430 (OL 44)	430	0,85	1,30
Fe 510 (OL 52)	510	0,90	1,35
Fe E 275	390	0,85	1,30
Fe E 355	490	0,90	1,35

O a doua metodă de verificare a cusăturilor de colț este prezentată în Anexa M – Eurocode 3. La această metodă eforturile pe unitatea de lungime a sudurii sunt descompuse în componente paralele și transversale față de axa longitudinală a sudurii. Componenta transversală este mai departe descompusă într-o componentă perpendiculară pe planul secțiunii de calcul și o componentă în planul ei. Repartiția tensiunilor este presupusă uniformă în secțiunea de calcul a cusăturii de colț cea ce conduce la tensiuni normale și tensiuni tangențiale reprezentate în figura 12.5 cu următoarele notații:

$\sigma_\perp$ – tensiune normală perpendiculară pe secțiunea de calcul;

σ_{II} – tensiune normală paralelă cu axa longitudinală a sudurii;

$\tau_\perp$ – tensiune de forfecare în planul secțiunii de calcul, perpendiculară pe axa longitudinală;

τ_{II} – tensiune de forfecare, în planul secțiunii de calcul, paralelă în axa longitudinală.

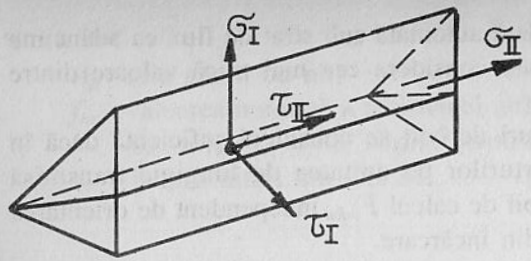


Fig. 12.5. Repartizarea tensiunilor în secțiunea de calcul

Tensiunea normală σ_{II} nu se ia în considerare.

Rezistența sudurii de colț este suficientă dacă sunt satisfăcute următoarele două condiții (12.15) și (12.16).

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3\,(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2\right]^{0,5} \leq \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{Mw}} \qquad (12.15)$$

și:

$$\sigma^{\perp} \leq f_u / \gamma_{Mw} \qquad (12.16)$$

f_u, β_w și γ_{Mw} rezultă din tabelul 12.5.

12.4.2. ÎMBINĂRI CAP LA CAP

1. Rezistența de calcul a unei îmbinări cap la cap cu penetrație completă se ia egală cu rezistența celui mai slab element din îmbinările cap la cap cu condiția ca electrodul folosit la executarea sudurii să asigure un material de adaos în sudură cu calități elastice cel puțin egale cu cele ale materialului de bază.

2. Rezistența de calcul a unei îmbinări cap la cap cu penetrație parțială se determină în mod asemănător cu cea a unei îmbinări de colț cu penetrație puternică. Profunzimea de penetrare efectivă se determină prin încercări expe-

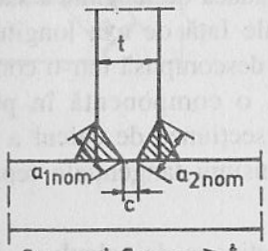


Fig. 12.6. Suduri în T complete cu suduri de colț și c ≤ t/5

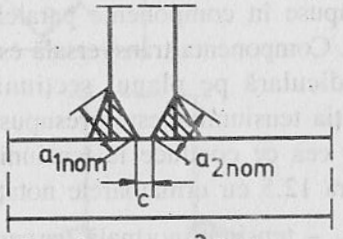


Fig. 12.7. Suduri în T complete cu suduri de colț și c > t/5

rimentale preliminare. În cazul executării sudurii în șanfren de formă V sau U, ca grosime de calcul a se consideră adâncimea șanfrenului a_{nom} minus 2 mm.

3. Rezistența unei prinderi în T, compusă din două suduri în adâncime cu penetrație parțială, completate cu suduri de colț poate fi determinată ca rezistența unei îmbinări cap la cap cu penetrație completă dacă suma celor două grosimi de calcul a_{nom} este mai mare decât grosimea t a elementului din îmbinare (fig. 12.6) și cu condiția ca porțiunea nesudată c_{nom} să nu depășească cea mai mică valoare dintre $t/5$ și 3 mm.

În cazul prinderilor T care nu satisfac condițiile de mai sus, rezistența de calcul se determină considerând ca grosime de calcul suma grosimilor nominale, fiecare micșorate cu 2 mm (fig. 12.7).

CAPITOLUL 13

STÂLPII CADRELOR CLĂDIRILOR CU MULTE NIVELURI

13.1. GENERALITĂȚI

Stâlpii sunt elementele principale ale structurii de rezistență a clădirii cu multe etaje.

Împreună cu riglele transversale formează cadrele transversale și împreună cu grinzile longitudinale formează cadrele longitudinale.

Stâlpii preiau efectul încărcărilor care acționează pe planșeele și pereții clădirii și îl transmit fundațiilor.

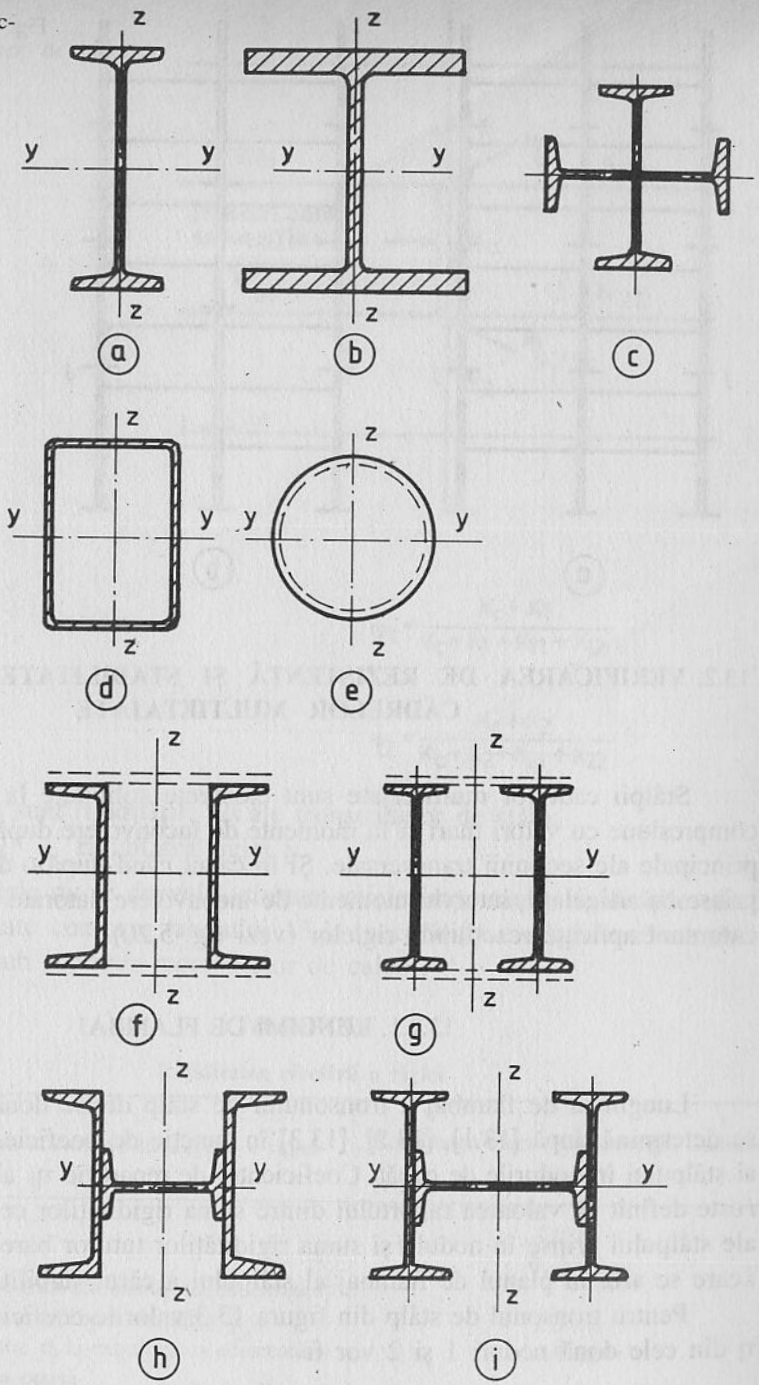
În afara condițiilor de rezistență secțiunile stâlpilor trebuie să satisfacă și condiții severe de stabilitate, în mod special în cazul cadrelor cu noduri deplasabile.

În figura 13.1 sunt arătate tipurile de secțiuni ale stâlpilor. Cele mai des folosite sunt profilele laminate dublu T cu tălpi late care au rigidități la flambaj sensibil egale față de cele două axe (13.1 a și b). Evident aceste condiții, în lipsa profilelor laminate, pot fi realizate și cu secțiuni dublu T alcătuite prin sudură. În figura 14.1 b este arătată o secțiune din seria HD (anexa 3 A 7 și A 8), care are avantajul conturului exterior aproximativ același pentru toată gama de dimensiuni, ceea ce simplifică alcătuirea pereților exteriori pe înălțimea clădirii. O secțiune de asemenea interesantă este secțiunea din figura 13.1 c care are avantajul unei rigidități identice față de cele două axe y și z atât la flambaj cât și la înconvoiere. Secțiunile tubulare dreptunghiulare din figura 13.1 d și circulare din figura 13.1 e au avantajul unor rigidități egale față de cele două axe, în schimb prezintă unele dificultăți în alcătuirea constructivă a nodurilor. Secțiunile din figurile 13.1 f și 13.1 g formate din două profile I sau U distanțate, legate cu plăcuțe, permit continuitatea riglelor prin secțiunea stâlpului și fixarea riglelor în nod cu soluții constructive relativ simplu de realizat la montaj.

Cele două secțiuni din figurile 13.1 h și i, în funcție de combinația profilelor laminate, au de asemenea caracteristici secționale egale față de cele două axe.

Îmbinările stâlpilor vor fi plasate din două în două sau din trei în trei etaje. Lungimea transoanelor de stâlp va fi reglată și în funcție de capacitatea de

Fig. 13.1. Tipuri de secțiuni transversale



ridicare a macaralei de montaj. Îmbinările vor fi plasate la o înălțime suficientă față de nodul cadrului, de obicei la 600–1000 mm deasupra grinzilor planșeului. Îmbinările pot fi plasate în toți stâlpii la același nivel (fig. 13.2 a) sau decalate (fig. 13.2 b).

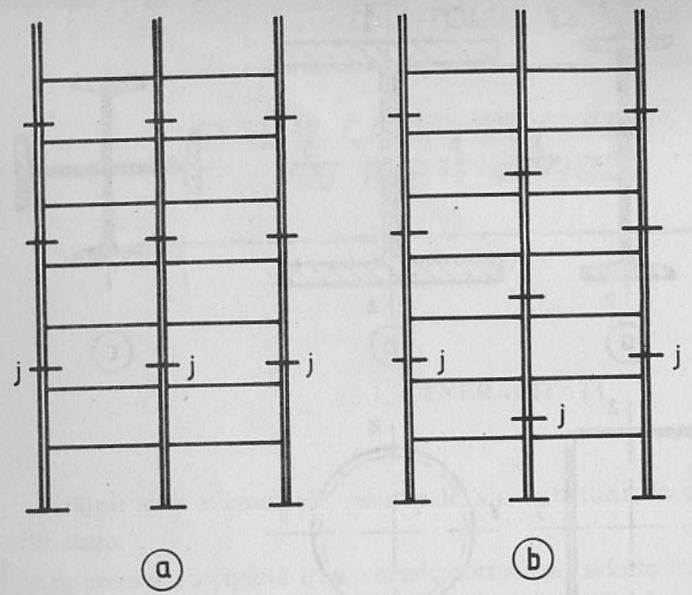


Fig. 13.2. Soluții de amplasare a îmbinărilor

13.2. VERIFICAREA DE REZISTENȚĂ ȘI STABILITATE A STÂLPILOR CADRELOR MULTIETAJATE

Stâlpii cadrelor multietajate sunt elemente solicitate la eforturi axiale de compresiune cu valori mari și la momente de încovoiere după cele două direcții principale ale secțiunii transversale. Și în cazul când după o direcție riglele sunt prinse cu articulații, intervin momente de încovoiere datorate excentricităților cu care sunt aplicate reacțiunile riglelor (vezi fig. 5.20).

13.2.1. LUNGIMI DE FLAMBAJ

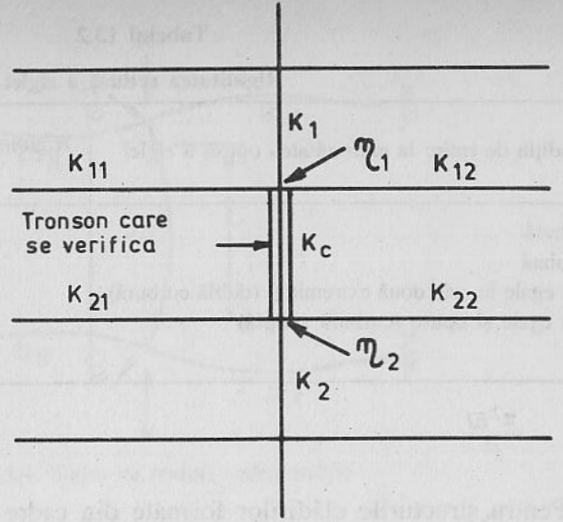
Lungimea de flambaj a tronsonului de stâlp dintre două noduri succesive se determină după [13.1], [13.2], [13.3] în funcție de coeficienții de repartiție η_i ai stâlpului în nodurile de capăt. Coeficientul de repartiție η_i al stâlpului în nodul i este definit ca valoarea raportului dintre suma rigidităților celor două tronsoane ale stâlpului prinse în nodul i și suma rigidităților tuturor barelor prinse în nodul i care se află în planul de flambaj al stâlpului a cărui stabilitate este studiată.

Pentru tronsonul de stâlp din figura 13.3 valorile coeficienților de repartiții η din cele două noduri 1 și 2 vor fi

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \qquad (13.1)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \qquad (13.2)$$

Fig. 13.3. Coeficienți de repartiție



$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

în care:

K_c, K_1, K_2 sunt rigiditățile I/h ale tronsoanelor de stâlp;

$K_{ij} = I_{ej}/L_{ij}$ – rigiditatea riglei ij.

Dacă în rigle nu se dezvoltă eforturi axiale importante, rigiditățile efective pot fi determinate conform tabelului 13.1 cu condiția ca riglele să rămână în stadiul elastic sub acțiunea momentelor de calcul.

Tabelul 13.1

Rigiditatea efectivă a riglei

Condiția de rotire la extremitatea opusă a riglei	Rigiditatea efectivă k (condiția stadiului elastic)
Încastrată	1,0 I/L
Articulată	0,75 I/L
Rotirii egale la cele două extremități (dublă curbură)	
Rotiri egale și opuse (curbură simplă)	1,5 I/L
Cazul general: Rotire ϑ_a la extremitatea adiacentă și ϑ_b la extremitatea opusă	0,5 I/L
	$(1 + 0{,}5\ \vartheta_b/\vartheta_a)\ I/L$

Dacă forțele axiale sunt importante, rigiditatea redusă a riglelor poate fi determinată conform tabelului 13.2.

Tabelul 13.2

Rigiditatea redusă a riglei

Condiția de rotire la extremitatea opusă a riglei	Rigiditatea efectivă k (condiția stadiului elastic)
Încastrată	1,0 I/L (1–0,4 N/N_E)
Articulată	0,75 I/L (1–1,0 N/N_E)
Rotiri egale la cele două extremități (dublă curbură)	
Rotiri egale și opuse (curbură simplă)	1,5 I/L (1–0,2 N/N_E)
	0,5 I/L (1–1,0 N/N_E)

cu $N_E = \dfrac{\pi^2 EI}{l^2}$

Pentru structurile clădirilor formate din cadre rectangulare cu planșee din beton-armat, cu o structură regulată și încărcări uniforme este suficient și acoperitor ca rigiditățile riglelor să fie determinate așa cum este arătat în tabelul 13.3.

Tabelul 13.3

Rigiditatea riglelor în structuri cu planșee de beton-armat

Condițiile de încărcare	Noduri fixe	Noduri deplas.
Grinzi care suportă direct planșeul	1,0 I/L	1,0 I/L
Alte grinzi direct încărcate	0,75 I/L	1,0 I/L
Grinzi solicitate numai la momente de capăt	0,5 I/L	1,5 I/L

Lungimea de flambaj L_f se obține din relația (13.3)

$$L_f = \mu \cdot L \qquad (13.3)$$

în care:

L – este lungimea tronsonului de stâlp;

μ – multiplicatorul de flambaj.

Pentru cadrele cu noduri nedeplasabile (fig. 13.4) valoarea multiplicatorului de flambaj se poate determina din diagrama din figura 13.5, în funcție de coeficienții de repartiție η_1 și η_2.

Valoarea multiplicatorului de flambaj pentru cadrele cu noduri fixe se poate determina și cu relația (13.4) sau (13.5)

$$\mu = 0{,}5 + 0{,}14\,(\eta_1 + \eta_2) + 0{,}055\,(\eta_1 + \eta_2)^2 \qquad (13.4)$$

$$\mu = \frac{1 + 0{,}145\,(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}265\,\eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0{,}364\,(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}247\,\eta_1 \cdot \eta_2} \qquad (13.5)$$

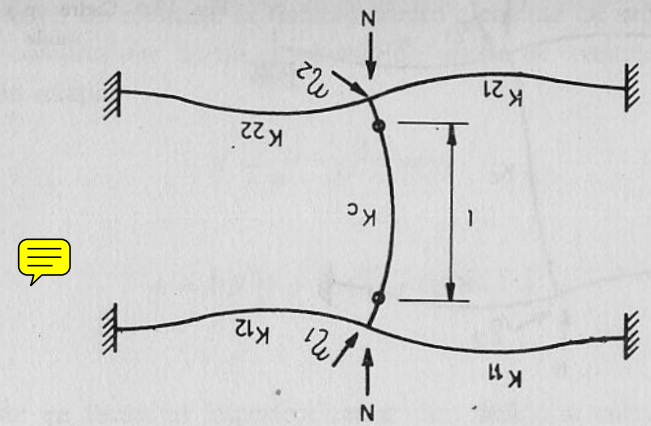


Fig. 13.4. Cadru cu noduri nedeplasabile

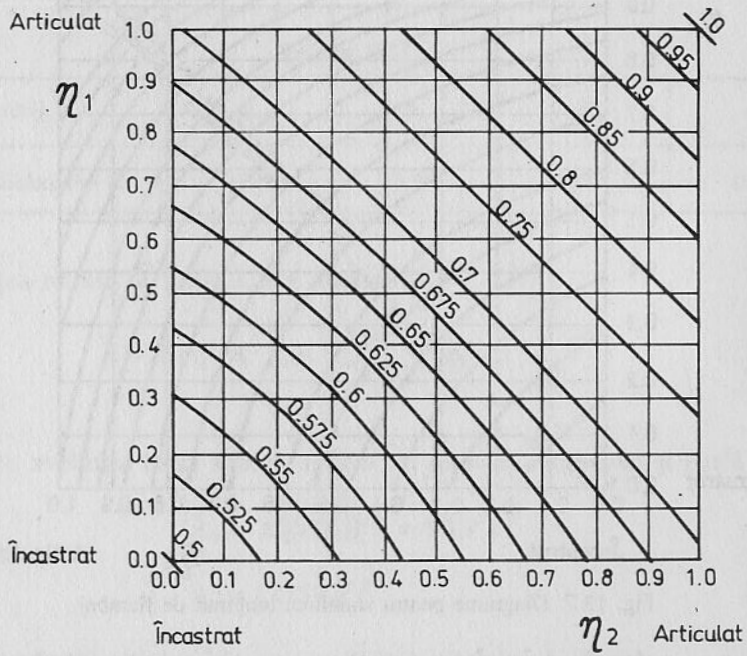


Fig. 13.5. Diagrame pentru stabilirea lungimi de flambaj

Pentru cadrele cu noduri deplasabile (fig. 13.6) valoarea multiplicatorului de flambaj se poate determina în funcție de coeficienții de repartiție η_1 și η_2 din diagrama prezentată în figura 13.7.

Valoarea multiplicatorului de flambaj se poate determina și cu relația (13.6)

$$\mu = \left[\frac{1 - 0{,}2\,(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}12\,\eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0{,}8\,(\eta_1 + \eta_2) + 0{,}60\,\eta_1 \cdot \eta_2}\right]^{0{,}5} \qquad (13.6)$$

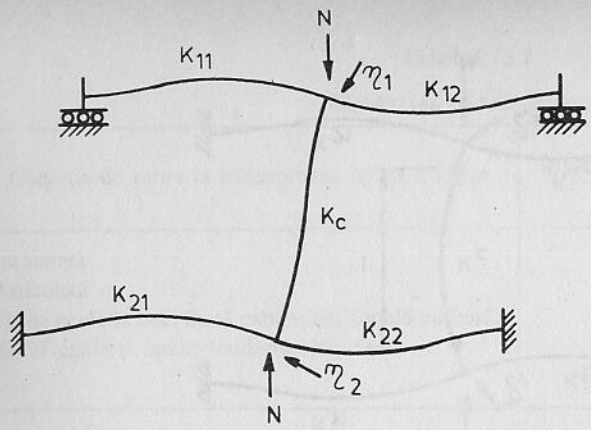


Fig. 13.6. Cadru cu noduri deplasabile

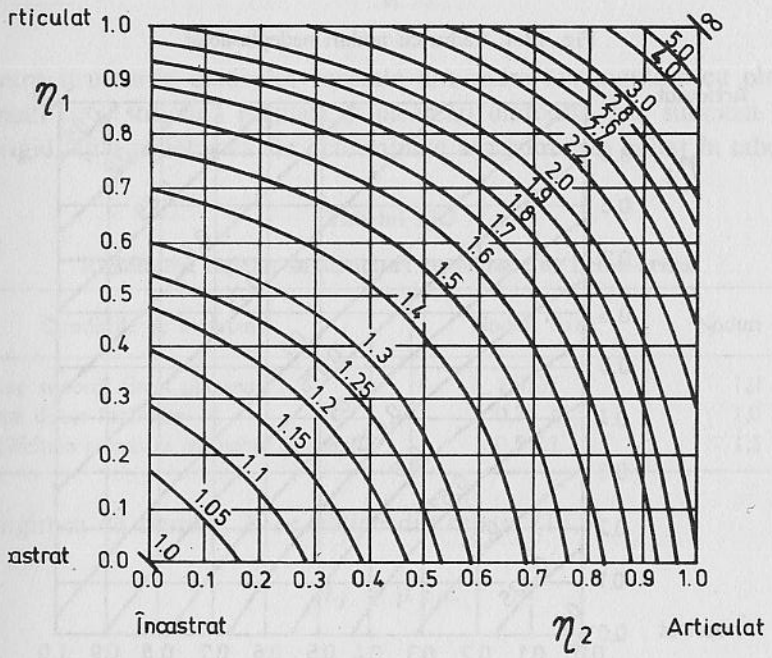


Fig. 13.7. Diagrame pentru stabilirea lungimii de flambaj

13.2.2. VERIFICAREA LA EFORTUL AXIAL DE COMPRESIUNE

Rezistența de calcul la flambaj a unui element comprimat se determină cu relația:

$$N_{bRd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \qquad (13.7)$$

în care:

$\beta_A = 1$ pentru secțiunile transversale din clasa 1, 2 și 3;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ pentru secțiunile transversale din clasa 4;

χ – este coeficientul de reducere la flambaj.

Coeficientul de reducere la flambaj pentru elemente cu secțiune constantă solicitate la compresiune axială constantă, în funcție de zvelțețea redusă $\bar{\lambda}$ se determină din relația:

$$x = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} \qquad (13.8)$$

cu:

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad (13.9)$$

în care:

α – este un factor al imperfecțiunilor care definește curbele de flambaj. Valorile coeficientului α sunt prezentate în tabelul 13.4.

Tabelul 13.4

Curba de flambaj	a	b	c	d
Valoarea coeficientului α	0,21	0,34	0,49	0,76

Zvelțețea redusă $\bar{\lambda}$ rezultă din relația:

$$\bar{\lambda} = \left[(\beta_A \cdot A \cdot f_y)/N_{cr}\right]^{0,5} = (\lambda/\lambda_1)\ (\beta_A)^{0,5} \qquad (13.10)$$

în care:

λ – este zvelțețea barei față de modul de flambaj considerat și egală cu L_f/i

$$\lambda_1 = \pi [(E/f_y)]^{0,5} = 93,9\ \varepsilon \qquad (13.11)$$

$$\varepsilon = (235/f_y)^{0,5} \qquad (13.12)$$

N_{cr} este efortul axial critic corespunzător modului de flambaj.

Valorile factorului de reducere χ sunt date în tabelele 13.5 pentru cele patru curbe de flambaj arătate în figura 13.8.

Diferitele tipuri de secțiuni transversale sunt repartizate celor patru curbe de flambaj conform indicațiilor date în tabelul 13.6.

Elementele cu secțiune transversală uniformă pot fi verificate la stabilitate și utilizând o analiză de ordinul II. În cadrul acestei analize trebuie luată în considerare o imperfecțiune inițială care să corespundă aproximativ cu curba de flambaj caracteristică tipului secțiunii barei.

Tabelul 13.5. a

Coeficientul χ – curba de flambaj *a*

$\bar{\lambda}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,2	1,000	0,9978	0,9956	0,9933	0,9911	0,9889	0,9866	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9727	0,9703	0,9679	0,9655	0,9630	0,9605	0,9579	0,9553
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9362	0,9333	0,9303	0,9273
0,5	0,9241	0,9211	0,9179	0,9146	0,9113	0,9079	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8861	0,8822	0,8782	0,8741	0,8700	0,8657	0,8613	0,8569	0,8523
0,7	0,8477	0,8429	0,8381	0,8332	0,8281	0,8230	0,8177	0,8123	0,8069	0,8013
0,8	0,7957	0,7899	0,7840	0,7781	0,7720	0,7659	0,7596	0,7533	0,7469	0,7404
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7002	0,6934	0,6864	0,6795	0,6725
1,0	0,6656	0,6586	0,6515	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6166	0,6097	0,6028
1,1	0,5960	0,5891	0,5823	0,5756	0,5689	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5113	0,5052	0,4992	0,4933	0,4874	0,4816	0,4759
1,3	0,4703	0,4647	0,4592	0,4538	0,4484	0,4432	0,4380	0,4328	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4082	0,4035	0,3989	0,3943	0,3898	0,3853	0,3810	0,3766
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3600	0,3560	0,3521	0,3482	0,3443	0,3406	0,3368
1,6	0,3332	0,3296	0,3260	0,3225	0,3191	0,3157	0,3123	0,3090	0,3058	0,3025
1,7	0,2994	0,2963	0,2932	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2785	0,2757	0,2729
1,8	0,2702	0,2675	0,2648	0,2622	0,2596	0,2571	0,2546	0,2521	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2425	0,2402	0,2380	0,2357	0,2335	0,2313	0,2291	0,2270	0,2249
2,0	0,2229	0,2208	0,2188	0,2168	0,2148	0,2129	0,2110	0,2091	0,2072	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2000	0,1983	0,1965	0,1948	0,1932	0,1915	0,1899	0,1882
2,2	0,1867	0,1851	0,1835	0,1820	0,1804	0,1789	0,1775	0,1760	0,1745	0,1731
2,3	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1597
2,4	0,1585	0,1572	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1512	0,1501	0,1489	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1423	0,1412	0,1402	0,1392	0,1381	0,1371
2,6	0,1362	0,1351	0,1342	0,1332	0,1322	0,1313	0,1303	0,1294	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1249	0,1240	0,1232	0,1223	0,1215	0,1206	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1142	0,1135	0,1127	0,1120	0,1112
2,9	0,1105	0,1098	0,1090	0,1083	0,1077	0,1069	0,1062	0,1055	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

$$\chi_a = \frac{1 + 0{,}21\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}^2}\sqrt{\left[1 + 0{,}21\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right]^2 - 4\bar{\lambda}^2}$$

Tabelul 13.5. b

Coeficientul χ – curba de flambaj *b*

$\bar{\lambda}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,2	1,0000	0,9964	0,9929	0,9893	0,9857	0,9822	0,9786	0,9750	0,9713	0,9677
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9529	0,9492	0,9454	0,9416	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9220	0,9180	0,9139	0,9098	0,9057	0,9015	0,8972	0,8929	0,8886
0,5	0,8842	0,8797	0,8752	0,8706	0,8660	0,8613	0,8566	0,8518	0,8469	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8268	0,8217	0,8164	0,8111	0,8058	0,8003	0,7948	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7722	0,7664	0,7606	0,7547	0,7487	0,7427	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7182	0,7120	0,7057	0,6994	0,6931	0,6867	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6418	0,6354	0,6289	0,6225	0,6161	0,6097	0,6033
1,0	0,5970	0,5906	0,5842	0,5781	0,5718	0,5656	0,5594	0,5533	0,5472	0,5412
1,1	0,5352	0,5292	0,5233	0,5175	0,5117	0,5059	0,5003	0,4946	0,4890	0,4835
1,2	0,4781	0,4727	0,4673	0,4621	0,4568	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4220	0,4173	0,4126	0,4080	0,4035	0,3990	0,3946	0,3902	0,3859
1,4	0,3817	0,3775	0,3733	0,3692	0,3652	0,3612	0,3573	0,3535	0,3496	0,3459
1,5	0,3422	0,3385	0,3349	0,3314	0,3279	0,3244	0,3210	0,3177	0,3143	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3015	0,2985	0,2954	0,2924	0,2894	0,2865	0,2836	0,2808
1,7	0,2781	0,2752	0,2725	0,2698	0,2672	0,2646	0,2620	0,2594	0,2569	0,2445
1,8	0,2521	0,2496	0,2472	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2336	0,2314
1,9	0,2294	0,2272	0,2251	0,2231	0,2210	0,2190	0,2171	0,2151	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1969	0,1952	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1839	0,1824	0,1809	0,1794	0,1779
2,2	0,1765	0,1750	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1680	0,1667	0,1654	0,1640
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1589	0,1577	0,1569	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1471	0,1460	0,1449	0,1439	0,1428	0,1417	0,1407
2,5	0,1397	0,1386	0,1376	0,1366	0,1356	0,1346	0,1336	0,1327	0,1317	0,1308
2,6	0,1299	0,1289	0,1280	0,1271	0,1262	0,1253	0,1245	0,1236	0,1227	0,1219
2,7	0,1211	0,1202	0,1194	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1154	0,1146	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1116	0,1109	0,1102	0,1094	0,1087	0,1080	0,1073	0,1066
2,9	0,1060	0,1052	0,1046	0,1039	0,1032	0,1026	0,1019	0,1013	0,1006	0,1000
3,0	0,0994	0,0988	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957	0,0952	0,0946	0,0940

$$\chi_b = \frac{1 + 0{,}34\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}^2}\sqrt{\left[1 + 0{,}34\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right]^2 - 4\bar{\lambda}^2}$$

Tabelul 13.5. c

Coeficientul χ – curba de flambaj *c*

$\bar{\lambda}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9796	0,9745	0,9694	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9490	0,9389	0,9337	0,9286	0,9234	0,9182	0,9130	0,9078	0,9025
0,4	0,8973	0,8920	0,8866	0,8813	0,8759	0,8705	0,8650	0,8596	0,8541	0,8485
0,5	0,8430	0,8373	0,8317	0,8260	0,8203	0,8146	0,8088	0,8030	0,7971	0,7912
0,6	0,7854	0,7794	0,7734	0,7674	0,7614	0,7553	0,7492	0,7431	0,7320	0,7308
0,7	0,7247	0,7184	0,7122	0,7060	0,6997	0,6935	0,6872	0,6809	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6588	0,6495	0,6433	0,6373	0,6308	0,6245	0,6183	0,6121	0,6059
0,9	0,5998	0,5936	0,5875	0,5815	0,5754	0,5694	0,5634	0,5575	0,5516	0,5457
1,0	0,5399	0,5341	0,5284	0,5227	0,5170	0,5114	0,5059	0,5004	0,4949	0,4895
1,1	0,4842	0,4789	0,4737	0,4685	0,4633	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4385
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3973	0,3930
1,3	0,3888	0,3846	0,3804	0,3763	0,3723	0,3683	0,3644	0,3605	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3386	0,3347	0,3312	0,3278	0,3244	0,3211	0,3177
1,5	0,3145	0,3113	0,3018	0,3050	0,3019	0,2988	0,2958	0,2928	0,2899	0,2870
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2758	0,2731	0,2705	0,2678	0,2653	0,2627	0,2606
1,7	0,2577	0,2552	0,2528	0,2504	0,2480	0,2457	0,2434	0,2411	0,2389	0,2366
1,8	0,2345	0,2323	0,2309	0,2281	0,2260	0,2239	0,2219	0,2199	0,2180	0,2160
1,9	0,2141	0,2122	0,2103	0,2085	0,2066	0,2048	0,2030	0,2013	0,1995	0,1978
2,0	0,1962	0,1945	0,1928	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1848	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1773	0,1759	0,1744	0,1730	0,1716	0,1702	0,1689	0,1675
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1597	0,1585	0,1576	0,1561	0,1548
2,3	0,1537	0,1525	0,1513	0,1502	0,1490	0,1479	0,1468	0,1457	0,1446	0,1435
2,4	0,1425	0,1414	0,1404	0,1393	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1305	0,1296	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1251	0,1242
2,6	0,1234	0,1225	0,1217	0,1208	0,1200	0,1192	0,1184	0,1176	0,1168	0,1160
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1129	0,1122	0,1114	0,1107	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1071	0,1065	0,1058	0,1051	0,1044	0,1037	0,1031	0,1024	0,1018
2,9	0,1012	0,1005	0,0999	0,0993	0,0986	0,0980	0,0974	0,0968	0,0962	0,0956
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0912	0,0906	0,0901

$$\chi_c = \frac{1 + 0{,}49\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}^2}\sqrt{\left[1 + 0{,}49\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right]^2 - 4\bar{\lambda}^2}$$

Tabelul 13.5. d

Coeficientul χ – curba de flambaj *d*

$\bar{\lambda}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,2	1,0000	0,9921	0,9842	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9087	0,9012	0,8939	0,8866	0,8793	0,8720	0,8648	0,8575
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8288	0,8217	0,8146	0,8075	0,8004	0,7933	0,7863
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7513	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7168
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6896	0,6829	0,6762	0,6695	0,6628	0,6562	0,6496
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6172	0,6109	0,6046	0,5983	0,5920	0,5858
0,8	0,5797	0,5737	0,5675	0,5615	0,5555	0,5496	0,5437	0,5379	0,5321	0,5264
0,9	0,5208	0,5151	0,5096	0,5041	0,4986	0,4932	0,4879	0,4826	0,4773	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4520	0,4471	0,4423	0,4375	0,4327	0,4281	0,4234
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4011	0,3968	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3721	0,3682	0,3643	0,3605	0,3567	0,3530	0,3493	0,3456	0,3420
1,3	0,3385	0,3350	0,3315	0,3281	0,3248	0,3214	0,3182	0,3149	0,3117	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2934	0,2905	0,2876	0,2848	0,2820	0,2792
1,5	0,2766	0,2738	0,2712	0,2686	0,2660	0,2634	0,2609	0,2584	0,2560	0,2535
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2396	0,2374	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2247	0,2227	0,2207	0,2187	0,2168	0,2149	0,2130	0,2111
1,8	0,2093	0,2074	0,2056	0,2038	0,2021	0,2003	0,1986	0,1969	0,1952	1,1936
1,9	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1856	0,1840	0,1825	0,1810	1,1795	0,1780
2,0	0,1766	0,1751	0,1737	0,1723	0,1709	0,1696	0,1682	0,1669	0,1555	0,1642
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1591	0,1579	0,1567	0,1555	0,1543	0,1531	0,1519
2,2	0,1508	0,1496	0,1485	0,1474	0,1463	0,1452	0,1441	0,1430	0,1420	0,1409
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1339	0,1329	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1256	0,1247	0,1239	0,1230	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1188	0,1172	0,1172	0,1164	0,1157	0,1149	0,1141
2,6	0,1134	0,1126	0,1119	0,1111	0,1104	0,1097	0,1090	0,1082	0,1075	0,1068
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1041	0,1035	0,1028	0,1022	0,1015	0,1009	0,1002
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0942
2,9	0,0937	0,0931	0,0925	0,0919	0,0914	0,0908	0,0903	0,0898	0,0892	0,0887
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

$$\chi_d = \frac{1 + 0{,}76\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}^2}\sqrt{\left[1 + 0{,}76\,(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right]^2 - 4\bar{\lambda}^2}$$

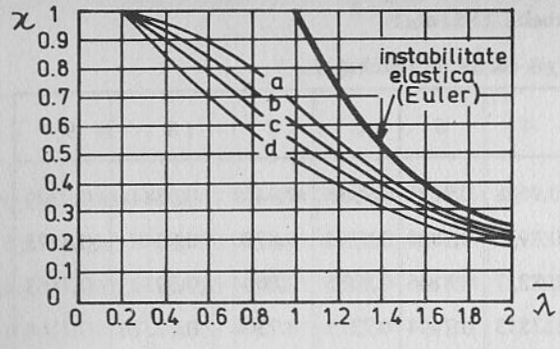
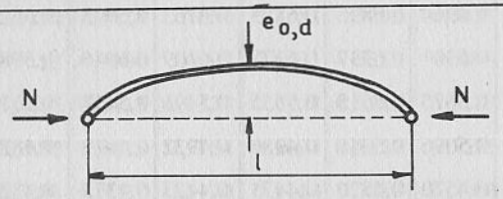


Fig. 13.8. Curbele de flambaj



Secțiuni transversale		Metoda de analiză globală	
Verificarea de rezistență	Tipul secțiunii și axele	Elastică sau rigid plastică sau elastică perfect plastică	Elasto-plastică (metoda zonelor plastice)
Elastică	Oarecare	$\propto(\bar{\lambda}-0,2)k_y W_{el}/A$	
Plastică lineară	Oarecare	$\propto(\bar{\lambda}-0,2)k_y W_{pl}/A$	
Plastică neliniară	Secțiunea I Axa y-y	$1,33\propto(\bar{\lambda}-0,2)k_y W_{pl}/A$	$\propto(\bar{\lambda}-0,2)k_y W_{pl}/A$
	Secțiunea I Axa z-z	$2,0 k_y e_{eff}/\varepsilon$	$k_y e_{eff}/\varepsilon$
	Secțiune tubulară rectangulară	$1,33\propto(\bar{\lambda}-0,2)k_y W_{pl}/A$	$\propto(\bar{\lambda}-0,2)k_y W_{pl}/A$
	Secțiune tubulară circulară	$1,5 k_y e_{eff}/\varepsilon$	$k_y e_{eff}/\varepsilon$

$k_y=(1-k_\delta)+2k_\delta\bar{\lambda}$ cu $k_y\geq 1,0$

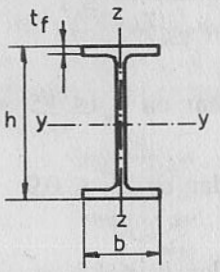
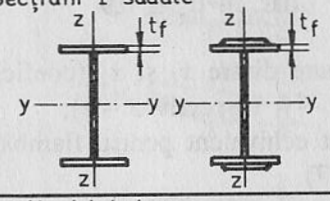
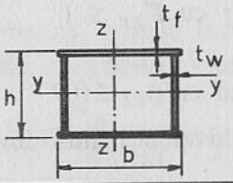
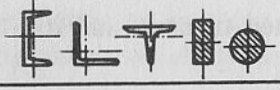
Curba de flambaj	$\propto$	e_{eff}	k_δ			
			$\gamma_{M1}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,10$	$\gamma_{M1}=1,15$	$\gamma_{M1}=1,20$
a	0,21	l/600	0,12	0,23	0,33	0,42
b	0,34	l/380	0,08	0,15	0,22	0,28
c	0,49	l/270	0,06	0,11	0,16	0,20
d	0,76	l/180	0,04	0,08	0,11	0,14

Elemente neuniforme
Valorile W_{el}/A sau W_{pl}/A vor fi considerate în centrul lungimii de flambaj

Fig. 13.9. Imperfecțiuni inițiale pentru o analiză globală de ordinul II

Tabelul 13.6

Alegerea curbei de flambaj corespunzatoare unei secțiuni

Tipuri de secțiune	limite	axa de flambaj	curba de flambaj
Secțiuni I laminate 	h/b > 1,2 : $t_f \leq 40$ mm	y − y	a
		z − z	b
	40mm < $t_f \leq$ 100mm	y − y	b
		z − z	c
	h/b ≤ 1,2 : $t_f \leq 100$ mm	y − y	b
		z − z	c
	$t_f > 100$ mm	y − y	d
		z − z	d
Secțiuni I sudate 	$t_f \leq 40$ mm	y − y	b
		z − z	c
	$t_f > 40$ mm	y − y	c
		z − z	d
Secțiuni tubulare	laminate la cald	oricare	a
	formate la rece cu f_{yb} *)	oricare	b
	formate la rece cu f_{ya} **)	oricare	c
Chesoane sudate 	în general cu excepția de mai jos	oricare	b
	Suduri cu grosime mare si $b/t_f < 30$	y − y	c
	$h/t_w < 30$	z − z	c
Secțiuni U, L, T și secțiuni pline 		oricare	c

* f_{yb} – limita de curgere a materialului de bază

** f_{ya} – limita de curgere medie determinată pe profilul format la rece

13.2.3. VERIFICAREA ELEMENTELOR SOLICITATE LA COMPRESIUNE ŞI ÎNCOVOIERE

13.2.3.1. Elemente cu secţiunea transversală din clasele 1 şi 2. Aceste elemente trebuie să satisfacă condiţia exprimată în relaţia 13.13.

$$\frac{N_{as}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1 \qquad (13.13)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \qquad \text{dar cu } k_y \leq 1{,}5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y\,(2\,\beta_{yM} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \qquad \text{dar cu } \mu_y \leq 0{,}9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \qquad \text{dar } k_z \leq 1{,}5$$

cu:

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z\,(2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \qquad \text{dar cu } \mu_z \leq 0{,}9$$

- $\chi_{\min}$ – este cea mai mică valoare dintre x_1 şi x_2 (coeficienţi de reducere pentru axele $y - y$, respectiv $z - z$);
- β_{My} şi β_{Mz} – sunt factorii de moment echivalent pentru flambajul prin înconvoiere (tabelul 13.7).

Elementele cu secţiuni din clasa 1 sau 2 trebuie verificate şi la pierderea stabilităţii prin deversare. În acest caz trebuie să satisfacă condiţia (13.14).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1 \qquad (13.14)$$

în care:

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \qquad \text{dar cu } K_{LT} \leq 1$$

cu $\mu_{LT} = 0{,}15\ \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MZ} - 0{,}15$ dar cu $\mu_{LT} \leq 0{,}9$

X_{LT} – este factorul de moment uniform echivalent pentru deversare, definit în capitolul 14.

13.2.3.2. Elementele cu secţiunea transversală din clasa 3 trebuie să satisfacă condiţia (13.15)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ely} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{W_{elz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1 \qquad (13.15)$$

k_y, k_z şi $x_{\min}$ sunt date în capitolul 14

$\mu_y = \lambda_y\,(2\beta_{My} - 4)$ dar cu condiţia $\mu_y < 0{,}9$

$\mu_z = \lambda_z\,(2\beta_{Mz} - 4)$ dar cu condiţia $\mu_z < 0{,}9$.

Tabelul 13.7

FACTORUL DE MOMENT UNIFORM ECHIVALENT	
Diagrama de moment	Factorul de moment uniform echivalent β_M
Momente la extremităţi M_1 ▨ ΨM_1 $-1 \leq \Psi \leq 1$	$\beta_{M,\Psi} = 1{,}8 - 0{,}7\,\Psi$
Momente date de încărcări laterale M_Q M_Q	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$ $\beta_{M,Q} = 1{,}4$
Momente date de încărcări laterale şi momente la extremităţi M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 ΔM M_Q M_1 ΔM M_Q	$\beta_M = \beta_{M\Psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{MQ} - \beta_{M\Psi})$ $M_Q = \lvert \max M \rvert$ dat numai de încărcări laterale $\Delta M = \begin{cases} \lvert \max M \rvert & \text{pentru diagrama de moment fără schimbare de semn} \\ \lvert \max M \rvert + \lvert \min M \rvert & \text{pentru diagrama de moment cu schimbare de semn} \end{cases}$

De asemenea, trebuie verificată şi condiţia de instabilitate prin deversare, astfel ca să fie satisfăcută condiţia (13.16)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ely} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{W_{elz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1. \qquad (13.16)$$

13.2.3.3. Elementele cu secţiune transversală din clasa 4 solicitate la încovoiere şi compresiune axială trebuie să satisfacă condiţia (13.17)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min}\ A_{eff} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y\,(M_{ysd} + N_{sd} \cdot e_{Ny})}{W_{effy} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z\,(M_{zsd} + N_{sd} \cdot e_{Nz})}{W_{effz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1. \qquad (13.17)$$

– Modulele de rezistenţă W_{effy} şi W_{effz} trebuie să fie calculate pentru fibra extremă în care solicitările maxime N_{sd}, M_{ysd} şi M_{zsd} dau tensiuni de acelaşi semn.

Ca și în cazurile anterioare, elementele cu secțiune transversală din clasa 4 trebuie să satisfacă și condiția de stabilitate prin deversare (13.18)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \, A_{eff} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \, (M_{ysd} + N_{sd} \cdot e_{Ny})}{\chi_{LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z \, (M_{zsd} + N_{sd} \cdot e_{Nz}}{W_{effz} \cdot f_y/\gamma_{M1}} \leq 1. \quad (13.18)$$

Factorii de moment echivalent β_{My} și β_{Mz} vor fi calculați conform indicatorilor dați în tabelul 13.7 în funcție de aliura diagramei de momente.

Valorile β_{My}, β_{Mz}, β_{LT} trebuie determinate astfel:

Factorul	Axa de încovoiere	Puncte menținute după direcția
β_{My}	$y - y$	$z - z$
β_{Mz}	$z - z$	$y - y$
β_{LT}	$y - y$	$y - y$

Exemplu numeric 13.1

În figura 13.10 este prezentată în plan și elevație structura de rezistență a clădirii cu 24 etaje, formată din 9 cadre transversale cu trei deschideri (8 + 4 + 8). În planul vertical al cadrelor transversale I, V și IX sunt amplasate contravântuiri. În sens longitudinal riglele sunt prinse de stâlpi cu articulații. Stabilitatea structurii în sens longitudinal este asigurată de contravântuirile verticale amplasate în panourile de capăt din șirurile de stâlpi A și D.

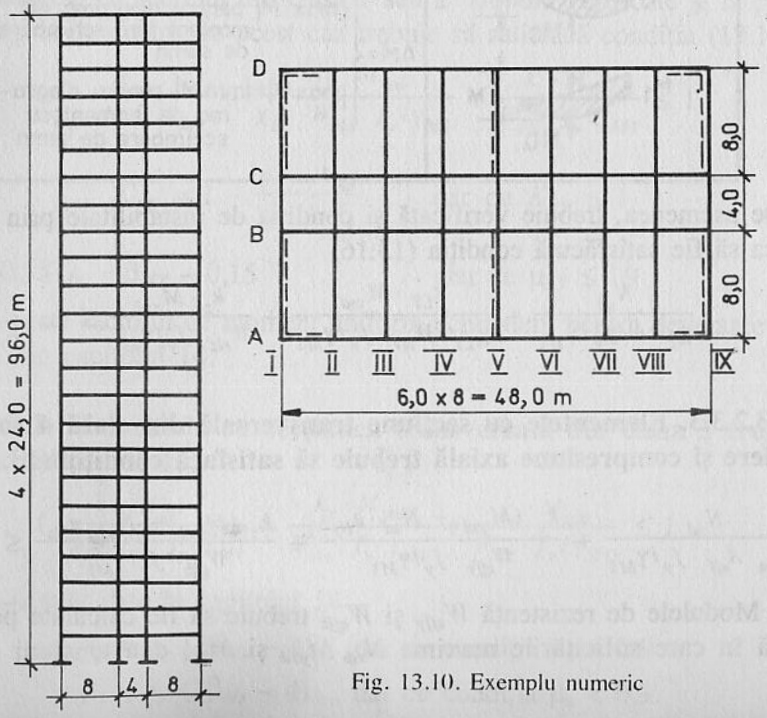


Fig. 13.10. Exemplu numeric

În exemplul numeric este prezentată verificarea de rezistență și stabilitate a stâlpului marginal A–II.

– Evaluarea încărcărilor

- Acoperiș — permanentă 2,50 kN/m²; utilă 1,00 kN/m²
- Planșeu curent — permanentă 3,30 kN/m²; utilă 3,00 kN/m²
- Greutatea proprie a stâlpului plus izolarea antifoc 3,0 kN/m
- Greutatea pereților exteriori 3 kN/m²

Verificările de rezistență și stabilitate fiind conduse după EUROCODE 3, pentru coeficienții parțiali de siguranță γ_G și γ_Q vor fi adoptate valorile precizate în această normă $\gamma_G = 1{,}35$ respectiv $\gamma_Q = 1{,}50$.

Valoarea factorului de reducere a efectului încărcării utile rezultă după STAS

$$\eta_1 = 0{,}3 + \frac{0{,}6}{\sqrt{m}} = 0{,}3 + \frac{0{,}6}{\sqrt{22}} = 0{,}43$$

$$\eta_2 = 0{,}63$$

după EC.1 $\alpha_n = 0{,}73$.

Cu aceste precizări, valoarea efortului axial în stâlpul de la etajul 1 rezultă:

- suprafața de încărcare care revine stâlpului:

  $8/2 \times 6 = 24{,}0 \text{ m}^2$

- din încărcarea permanentă

  $(2 \cdot 5 + 3{,}3 \times 22) \cdot 24 \times 1{,}35 = 2433 \text{ kN}$

- din încărcare utilă

  $(1{,}0 + 3{,}0 \times 22)\ 24 \times 1{,}5 \times 0{,}43 = 1037 \text{ kN}$

- din greutatea proprie a stâlpului

  $3 \times 3 \times 22 \times 1{,}35 = 267 \text{ kN}$

- din greutatea pereților exteriori

  $3 \times 3 \times 6 \times 22 \times 1{,}35 = 1604 \text{ kN}$

  $N = 5741 \text{ kN}$

- Din calculul static, din încărcarea permanentă și utilă majorate fiecare cu coeficienții γ a rezultat un moment de încovoiere în riglă de 202,9 kNm care se distribuie în nod pe cele două ramuri ale stâlpului în mod egal deci:

$$M_y = 101{,}5 \text{ kNm}$$

Momentul după axa z, din efectele încărcării utile pe rigla longitudinală marginală, ținând seama de excentricitatea reacțiunii (cap. 5, fig. 5.20) (fig. 13.10) cu $e = \frac{d}{2} + 100$ mm

rezultă:

$$M_z = 3{,}0 \times 1 \times \frac{6}{2} \times 0{,}11 \times 1{,}5 \cong 1{,}5 \text{ kNm}.$$

S-a ales pentru secțiunea transversală a stâlpului de la etajul 1 profilul HE-M-360 cu următoarele caracteristici secționale:

$A = 319$ cm^2; $I_y = 84870$ cm^4; $i_y = 16{,}3$ cm

$W_{ely} = 4300$ cm^3; $W_{ply} = 4980$ cm^3; $i_z = 7{,}90$ cm

$I_z = 19710$ cm^4; $W_{elz} = 1270$ cm^3; $W_{plz} = 1932$ cm^3

raportul $h/b = 395/308 = 1{,}28 > 1{,}2$ încadrarea secțiunii: axa y curba a, axa z curba b.

● determinarea lungimilor de flambaj: din relațiile (13.1) și (13.20) rezultă:

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{84870 \times 2/300}{84870 \times 2/300 + 16270/800} = 0{,}96$$

din diagrama din (fig. 13.5) rezultă $\mu = 0{,}95$, iar coeficientul de suplețe

$$\lambda_y = \frac{0{,}95 \times 300}{16{,}3} = 17.48$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{17{,}48}{93{,}9} = 0.18 < 0{,}2 \quad k_y = 1{,}0$$

● Față de axa z prinderile riglelor longitudinale fiind articulații și structura contravântuită $l_f = l$ cu χ_z după curba b.

$$\lambda_z = \frac{300}{7{,}9} = 37{,}97$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{37{,}97}{03{,}9} = 0.40 \quad \chi_z = 0{,}926$$

● Verificarea cu relația (13.13)

$$\beta_{My} = \beta_{Mz} = 1{,}8 - (-1) \cdot 0{,}7 = 2{,}5$$

$$\mu_y = 0{,}18\,(2{,}5 \times 2 - 4) + \frac{4980 - 4300}{4300} = 0{,}34$$

$$K_y = 1 - \frac{0{,}34 \times 5741}{1 \times 319 \times 24} = 0{,}75$$

$$\mu_z = 0{,}4\,(2{,}5 \times 2 - 4) + \frac{1923 - 1270}{1270} = 0{,}92$$

$$K_z = 1 - \frac{0{,}92 \times 5741}{0{,}926 \times 319 \times 24} = 0{,}255.$$

Cu aceste valori relația de verificare (13.13) devine:

$$\frac{5741}{0{,}926 \times 319 \times 24/1{,}1} + \frac{0{,}75 \times 10150}{4980\ 24/1{,}1} + \frac{0{,}255\ 150}{1932 \times 24/1{,}1} = 0{,}96 < 1.$$

Cu forța axială redusă $0{,}73 \times 5741$ rezultă $= 0{,}72 < 1$

Verificarea instabilității prin deversare cu relația (13.14).

● Determinarea valorii momentului critic (vezi cap. 14) cu:

$$I_w = \frac{10{,}8^3 \times 4}{24} 39{,}5^2 = 7{,}6 \cdot 10^6 \ [\text{cm}^6]$$

$$I_t = \frac{1}{3}\,[2 \times 30{,}8 \times 4^3 + (39{,}5 - 8)\ 2{,}1^3] = 1411 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \times 19710}{300^2}\left[\frac{7{,}6 \cdot 10^6}{19710} + \frac{300^2 \times 2{,}1 \times 10^6 \times 1411}{3{,}14^2 \times 2{,}1 \times 10^6 \times 2{,}6 \times 19710}\right] =$$

$$= 4{,}53 \cdot 10^6\,[385{,}6 + 251{,}3] = 28{,}85 \cdot 10^8 \ [\text{daN cm}]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{4300 \times 2400}{28{,}85 \cdot 10^8} = 3{,}58 \cdot 10^{-3}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{3{,}58 \cdot 10^{-3}}{93 \cdot 9} = 3{,}80 \cdot 10^{-5} < 0{,}4 \quad X_{LT} = 1$$

Rezultă că acest caz de instabilitate nu intervine și secțiunea aleasă este definitivă.

13.2.4. VERIFICAREA ELEMENTELOR SOLICITATE LA COMPRESIUNE ȘI ÎNCOVOIERE DUPĂ STAS 10108/0-78

13.2.4.1. Verificarea la stabilitate a barelor cu secțiune plină, cu două axe de simetrie supuse la compresiune axială și momente de încovoiere după două direcții se face după STAS cu relația (13.19)

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{C_x \cdot M_x}{\varphi_g\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right)W_x} + \frac{C_y \cdot M_y}{\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_E}\right)W_y} \le 1 \qquad (13.19)$$

în care:

φ – coeficientul de flambaj corespunzător planului de flambaj;

M_x și M_y – momentele de încovoiere cărora li se aplică coeficienții C_x respectiv C_y, coeficienții care țin seama de distribuirea momentelmor în lungul barei și se iau din tabelul 13.8;

φ_g – coeficient care se ia în funcție de λ_{tr}

$\sigma = \frac{N}{A}$

σ_E – efortul critic de flambaj $\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ corespunzător planului $x-x$, respectiv $y-y$.

Tabelul 13.8

Schema de încărcare	Coeficienţii C_x, C_y pentru M_2/M_1					
	M_2/M_1	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
	C_x/C_y	1,000	0,950	0,901	0,853	0,805	0,758
	M_2/M_1	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00	–0,10
	C_x/C_y	0,713	0,669	0,626	0,586	0,548	0,513
$N \rightarrow$ $M_1 \uparrow$ ——— $\uparrow M_2$ $\leftarrow N$	M_2/M_1	–0,20	–0,30	–0,40	–0,50	–0,60	–0,70
	C_x, C_y	0,482	0,455	0,434	0,418	0,410	0,409
	M_2/M_1	–0,80	–0,90	–1,00	$C_{x,\,y} = \sqrt{0{,}3\left(1+\frac{M_2^2}{M_1^2}\right)+0{,}4\,\frac{M_2}{M_1}}$		
	C_x, C_y	0,415	0,428	0,447			

Exemplu numeric 13.2

Reluând exemplul numeric 13.1 cu datele:

$N = 5741$ kN $\quad M_x = 10150$ kNcm $\quad M_y = 150$ kNcm

$\varphi = 0{,}926 \quad A = 319$ cm^2 $\quad W_x = 4300$ cm^3; $\quad W_y = 1270$ cm^3

$I_t = 1411$ cm^4 $\quad I_y = 19710$ cm^4 $\quad i_y = 7{,}90$ cm; $\quad i_x = 16{,}30$ cm

se calculează:

$$\frac{l^2 I_t}{h^2 I_z} = \frac{300^2 \times 1411}{36^2 \times 19710} \cong 5$$

Din tabelul 26 din STAS 10108/0-78 rezultă

$$\gamma = 0{,}833$$

$$\lambda_{tr} = 0{,}833\,\frac{300}{7{,}90} = 45 \qquad \text{(tabel 46 STAS 10108 / 0 – 78)}$$

$$\varphi_g = 0{,}938.$$

Coeficientul C_x pentru $M_2/M_1 = -1$, din tabelul 28 din STAS rezultă $C_x = 0{,}447$ coeficientul C_y pentru $M_2 = M_1$, din acelaşi tabel rezultă $C_y = 1$.

Coeficientul de flambaj pentru $l_f = l = 300$ cm rezultă cu aceeaşi valoare 0,926, tabelele φ în cele două norme fiind aceleaşi

$$\text{cu } \lambda_z = \frac{300}{16{,}3} = 18{,}4 \qquad \sigma_E = 64000 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{cu } \lambda_y = \frac{300}{7{,}90} = 38 \qquad \sigma_E = 14300 \text{ N/cm}^2$$

Cu aceste valori relaţia de verificare (13.19) devine:

$$\sigma = \frac{574100}{0{,}926 \times 319} + \frac{0{,}447 \times 1015000}{0{,}938\left(1 - \frac{1800}{64000}\right)4300} + \frac{1 \times 15000}{\left(1 - \frac{1800}{14300}\right)1270} =$$

$$= 1943 + 116 + 14 = 2073 \text{ daN/cm}^2 < 2100 \text{ daN/cm}^2$$

reducând efectul forţei axiale cu 0,43

$$574100 \times 0{,}43 = 246863 \text{ daN}$$

$$\sigma = \frac{246863}{0{,}926 \times 319} + 116 + 14 = 965 \text{ daN/cm}^2$$

13.3. VERIFICAREA DE REZISTENŢĂ ŞI STABILITATE A STÂLPILOR CU SECŢIUNE TRANSVERSALĂ COMPUSĂ

13.3.1. GENERALITĂŢI

Secţiunile transversale compuse formate din două profile I (fig. 13.1 f), sau din două profile U (fig. 13.1 g), distanţate şi legate între ele cu plăcuţe, pe lângă că permit continuitatea riglelor prin secţiunea stâlpului, au avantajul unor rigidităţi sensibil egale faţă de cele două axe principale de inerţie.

Secţiunile compuse formate din două elemente cu o axă materială, axa $y-y$ şi o axă care nu taie materialul axa $z-z$.

Faţă de axa materială, la solicitări de încovoiere cu M_y sau flambaj perpendicular pe axa materială $y-y$, secţiunea compusă se comportă ca o secţiune unitară.

Faţă de axa imaterială secţiunile compuse se comportă, de asemenea ca secţiuni unitare cu condiţia ca în afară de momente de încovoiere să fie luată în considerare şi rigiditatea la forfecare a plăcuţelor de legătură. În plus elementele componente ale secţiunii şi plăcuţele de legătură trebuie verificate fiecare la solicitările care le revin.

Plăcuţele de legătură trebuie distribuite la capetele barei şi cel puţin la treimile lungimii stâlpului dintre două nivele.

Distanţele dintre axele plăcuţelor trebuie să fie aceleaşi pe toată lungimea stâlpului.

Prinderea plăcuţelor de cele două elemente ale secţiunii transversale, trebuie realizată ca o prindere rigidă.

13.3.2. MOMENTUL DE INERŢIE LA ÎNCOVOIERE

În cazul unei secţiuni transversale formată din două elemente, figura 13.11, cu A_f secţiunea fiecărui element şi h_o distanţa dintre centrele de greutate ale elementelor, valoarea momentului de inerţie I_z al întregii secţiuni compuse faţă de axa $z - z$, rezultă din relaţia

$$I_z = 0{,}5\ h_o^2 A_f + 2\ \mu \cdot I_{zf} \qquad (13.20)$$

în care:

I_{zf} – este momentul de inerţie al unui element faţă de axa principală de inerţie $z - z$

μ – un coeficient a cărui valoare rezultă din tabelul 13.9.

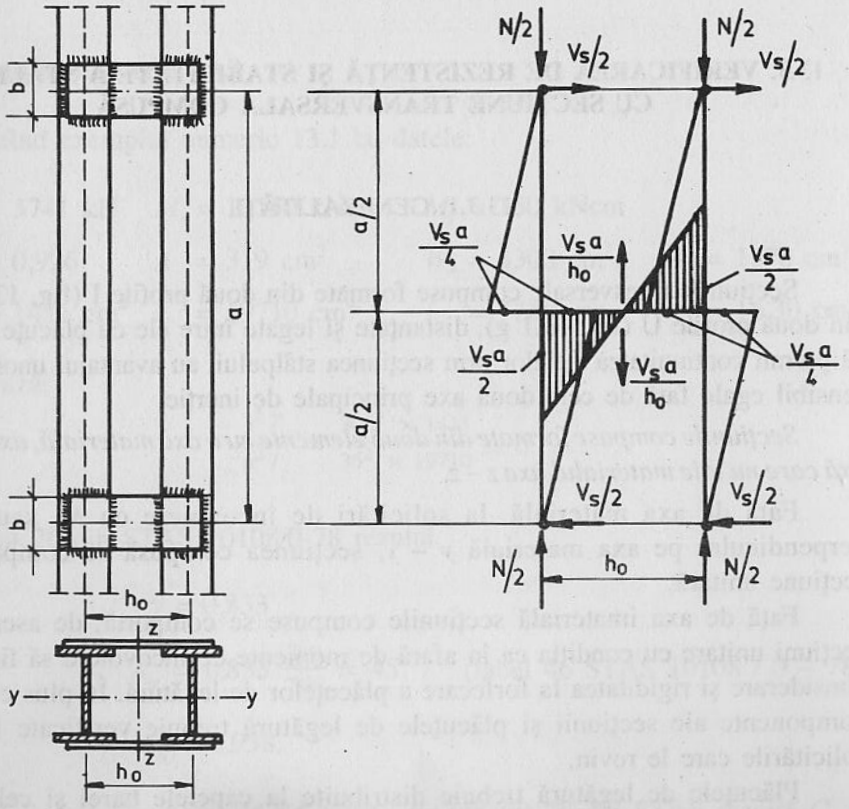


Fig. 13.11. Stâlp cu secţiune transversală compusă

Tabelul 13.9

Valorile coeficientului μ

λ_z	μ
75	1,0
$75 < \lambda_z < 150$	$2 - \lambda_z/75$
$\lambda_z > 150$	0

Dacă este respectată condiţia:

$$\frac{2I_0}{h_0} \geq \frac{I_{zf}}{a} \qquad (13.21)$$

rigiditatea la forfecare rezultă din relaţia:

$$S_v = 2\ \pi^2\ I_{zf}/a^2 \qquad (13.22)$$

Dacă condiţia (13.22) nu este satisfăcută, rigiditatea la forfecare a plăcuţelor de legătură se calculează cu relaţia:

$$S_v = \frac{24\ E \cdot I_{zf}}{a^2\left(1 + \frac{2I_{zf}}{2I_b} \cdot \frac{h_o}{a}\right)} \quad \text{dar} \quad S_v \leq \frac{2\pi^2 I_{zf}}{a^2} \qquad (13.23)$$

fără să depăşească valoarea obţinută din (13.22)

cu

I_b – momentul de inerţie al plăcuţei de legătură $\frac{tb^3}{12}$, iar b înălţimea şi t grosimea plăcuţei

a – distanţa între axele plăcuţelor de legătură

l_f – lungimea de flambaj a unui element al secţiunii compuse în planul plăcuţelor de legătură, se ia egală $l = a$.

13.3.3. EFORTURILE ÎN ELEMENTELE SECŢIUNII TRANSVERSALE LA MIJLOCUL LUNGIMII

Efortul axial N_{fsd} în fiecare element component al secţiunii compuse a stâlpului, la mijlocul lungimii rezultă din relaţia:

$$N_{fsd} = 0{,}5\ (N_{sd} + M_s\ h_o\ A_f\ /\ I_{zf}) \qquad (13.24)$$

în care:

$$M_s = N_{sd} \cdot e_0 \Big/ \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{sd}}{S_v}\right) \tag{13.25}$$

$$e_0 = 1/500 \tag{13.26}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{l^2} \tag{13.27}$$

S_v – rigiditatea la forfecare a plăcuței de legături (13.22).

Verificarea stabilității a unui element al secțiunii transversale, în planul plăcuțelor de legătură, se face considerând ca lungime de flambaj distanța a dintre axele plăcuțelor ținând seama și de efectul momentelor de încovoiere $M = V_s \cdot a/2$.

13.4. CALCULUL PLĂCUȚELOR DE LEGĂTURĂ ȘI VERIFICAREA PRINDERII LOR LA ÎNCOVOIERE ȘI FORFECARE

Verificarea atât a dimensiunilor (b și t) cât și a prinderii de elementele secțiunii compuse se referă la plăcuțele de la capete, cele mai solicitate.

Efortul de forfecare rezultă din relația:

$$V_s = \pi M_s / l \tag{13.28}$$

cu M_s rezultat din (13.25).

Solicitările în plăcuțele de legătură și în prinderile lor sunt prezentate în figura 13.11 b.

$$M = \frac{V_s \cdot a}{2} \tag{13.29}$$

$$R = \frac{V_s \cdot a}{h_0} \tag{13.30}$$

CAPITOLUL 14

ALCĂTUIREA ȘI DIMENSIONAREA RIGLELOR CADRELOR MULTIETAJATE

14.1. ALEGEREA SECȚIUNILOR

Secțiunile transversale ale riglelor cadrelor cu multe etaje, trebuie să satisfacă condiții de rezistență, condiții de stabilitate și condiții de rigiditate.

Condițiile de rezistență și stabilitate se verifică în stadiul limită ultim la care solicitările se determină cu luarea în considerare a coeficienților parțiali de siguranță γ_G și γ_Q și în baza unor combinații ale acțiunilor precizate prin norme, răspunsul materialului la aceste solicitări fiind amendat cu coeficientul parțial de securitate γ_{M1}

Condițiile de rigiditate se verifică în stadiul limită de serviciu, la care deformațiile elementelor componente și ale structurii în ansamblu se determină pe baza unor combinații ale acțiunilor, de asemenea precizate prin norme, încărcările fiind introduse cu valorile lor normate.

Secțiunile transversale ale riglelor sunt de regulă profile dublu T laminate sau alcătuite prin sudură.

Profilele laminate sunt profile IP (normale) sau din seriile IPE și IHE.

În țara noastră se produc astăzi numai profile IP (STAS-565-71 – anexa 1 din cap. 3). Această gamă de profile are un factor economic exprimat prin W_y/g favorabil în comparație cu profilele din seria IPE (vezi diagrama din fig. 14.1) în schimb lățimile tălpilor profilelor IP sunt mai mici față de lățimile tălpilor profilelor din seriile IPE și IHE, ceea ce duce la o sensibilitate mai mare la instabilitate prin deversare a profilelor IP. În plus profilele IP se laminează la noi până la înălțimea de 400 mm (față de 600 mm în alte țări), ceea ce corespunde unui moment plastic rezistent relativ redus față de momentul de rezistență al profilelor din seria HE (diagrama din fig. 14.1).

În cazul când profilele laminate IP nu satisfac condițiile de dimensionare, (rezistență, stabilitate și rigiditate), se poate recurge la folosirea secțiunilor dublu T realizate prin sudură, formate dintr-o inimă și două tălpi, fiecare alcătuită dintr-o platbandă. Raportul dimensiunilor acestor elemente: h/t_w, respectiv b/t_p, trebuie să se încadreze în valorile minime fixate pentru secțiunile din clasa 1 pentru ca rezervele plastice ale structurii să poată fi valorificate.

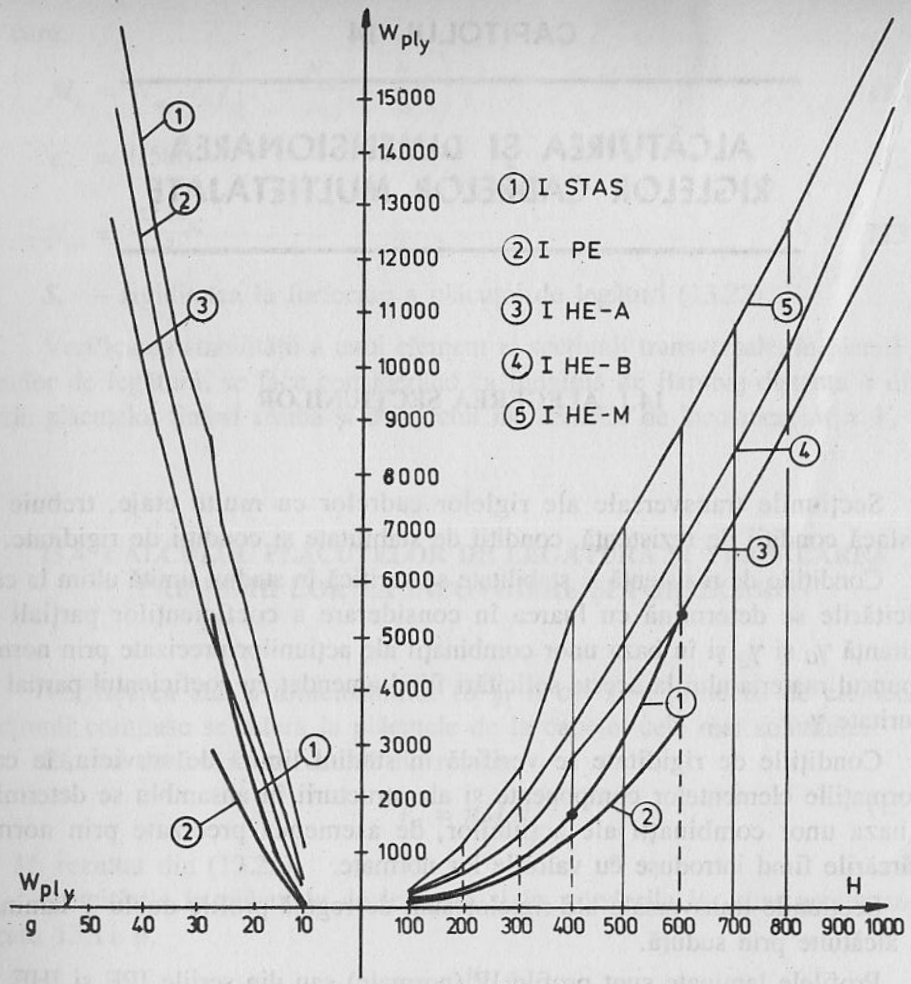


Fig. 14.1. Diagrame privind valorile W_{Ply} funcţie de H şi de W_{ply}/g

În cazul cadrelor cu deschideri mari riglele pot fi executate ca grinzi cu zăbrele. Pe lângă o reducere a consumului de oţel, golurile din pereţii grinzii cu zăbrele permit montarea unor elemente ale instalaţiilor în spaţiul dintre planşee şi tavan. Deoarece tălpile grinzilor cu zăbrele sunt relativ puţin dezvoltate în plan orizontal, stabilitatea în afara planului vertical în special a tălpii comprimate trebuie asigurată prin grinzi longitudinale, grinzi care sunt în acelaşi timp elemente de rezistenţă ale planşeelor.

În plus realizarea unei conlucrări a tălpii comprimate a grinzii cu zăbrele cu planşeul din beton-armat asigură stabilitatea în plan orizontal a acestui element.

De asemenea, în scopul reducerii consumului de oţel, pentru riglele cadrelor pot fi folosite grinzile cu goluri în inimă, asamblate prin sudură sub formă de grinzi cu goluri hexagonale, octogonale, circulare sau ovale. Acest sistem de

grinzi, la acelaşi consum de material, cu capacitatea de rezistenţă cu peste 50% mai mare decât a profilelor din care au fost realizate, permite montarea unor elemente ale instalaţiilor în spaţiul de sub planşee aşa cum s-a specificat mai sus.

14.2. VERIFICAREA DE REZISTENŢĂ A SECŢIUNII TRANSVERSALE A RIGLELOR CADRELOR MULTIETAJATE

Verificările dimensionale din condiţii de rezistenţă a secţiunilor transversale ale riglelor sunt prezentate în două variante: după STAS 10108/0-78 şi după EUROCODE 3 (ENV – 1993-1-1).

14.2.1. VERIFICAREA DUPĂ STAS 10108/0–78

Verificarea de rezistenţă a secţiunii transversale, la valoarea maximă a momentului de încovoiere de calcul M_y se face cu relaţia

$$\sigma = \frac{M_{y\max}}{W_y} \le R \tag{14.1}$$

În plus trebuie verificată şi tensiunea tangenţială din forţa tăietoare maximă de calcul

$$\tau = \frac{V_{\max} \cdot S_y}{t_w \cdot I_y} \cong \frac{V_{\max}}{h \cdot t_w} \le R_f \tag{14.2}$$

şi o rezistenţă de comparaţie

$$\sigma_{ech} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} \le 1{,}1\ R \tag{14.3}$$

în care σ_1 este tensiunea la marginea inimii.

În cazul încovoierii oblice relaţia de verificare este

$$\frac{M_Y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \le 1{,}1\ R \tag{14.4}$$

14.2.2. VERIFICAREA DUPĂ EUROCODE 3

În absenţa forţei tăietoare, rezistenţa la încovoiere M_{CRd} a secţiunii transversale a riglei se verifică cu relaţia

$$M_{Sd} \le M_{CRd} \tag{14.5}$$

în care, în funcţie de clasa secţiunii, M_{CRd} rezultă din:

clasa secţiunii 1 şi 2 $M_{CRd} = W_{pl} \cdot f_y/\gamma_{M0}$ (14.6)

clasa secţiuni 3 $M_{CRd} = W_{el} f_y/\gamma_{M0}$ (14.7)

clasa secţiuni 4 $M_{CRd} = W_{eff} \cdot fy/\gamma_{M1}$ (14.8)

Coeficienţii parţiali de siguranţă γ_{M0} şi γ_{M1} sunt stabiliţi de normele naţionale, de regulă se consideră $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1{,}1$. În norma franceză EC3 – DA de exemplu pentru oţeluri de marca NT – Acier se consideră $\gamma_{M0} = 1{,}0$.

Valoarea de calcul a efortului de forfecare V_{Sd} în fiecare secţiune transversală a riglei trebuie să satisfacă condiţia:

$$V_{Sd} \le V_{plRd} = A_v \cdot (f_y/\sqrt{3}) \; / \; \gamma_{M0} \qquad (14.9)$$

în care:

pentru profilele laminate I, în cazul efortului V_{Sd} paralel cu inima profilului, secţiunea de calcul A_v se va lua din (14.10)

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2\,r)\, t_f \qquad (14.10)$$

cu:

b şi t_f – lăţimea şi grosimea tălpii;
t_w – grosimea inimii;
r – raza conjeului talpă-inimă;
A – secţiunea totală a grinzii.

În cazul profilelor laminate normate I şi H pentru simplificare se poate lua:

$$A_v = 1{,}04\; h.\; t_w \qquad (14.10a)$$

cu: h – înălţimea profilului luminat.

În cazul când valoarea de calcul a forţei tăietoare V_{Sd} nu depăşeşte 50% din rezistenţa plastică de calcul a forţei tăietoare V_{plRd}, nu este necesar să fie redusă valoarea de calcul a momentului M_{CRd}. Dacă forţa tăietoare de calcul V_{Sd} depăşeşte 50% din V_{plRd}, în acest caz valoarea redusă a momentului de calcul M_{yRd} se calculează cu relaţia (14.11)

$$M_{yRd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4\; t_W}\right) f_y/\gamma_{M0} \quad \text{cu } M_{yRd} \le M_{CRd} \qquad (14.11)$$

cu:

$$\rho = (2\; V_{Sd} \; / \; V_{plRd} - 1)^2 \qquad (14.12)$$

În cazul încovoierii cu forţă axială, în absenţa forţei tăietoare, pentru profilele din clasa 1 şi 2, momentul de rezistenţă plastic redus trebuie să satisfacă condiţia:

$$M_{Sd} \le M_{NRd} \qquad (14.13)$$

în care:

$$M_{NRd} = M_{plRd}\,[1 - (N_{sd} \; / \; N_{plRd})^2] \qquad (14.14)$$

şi criteriul de verificare devine:

$$\frac{M_{sd}}{M_{plRd}} + \left[\frac{N_{sd}}{N_{plRd}}\right]^2 \le 1 \qquad (14.15)$$

Pentru secţiunile transversale din profile laminate normalizate I şi H, poate fi folosită următoarea relaţie de verificare simplificată (14.16)

$$M_{NRd} = M_{plyRd}\,(1 - n) \; / \; 1 - 0{,}5\; a) \quad \text{cu condiţia } M_{NRd} \le M_{plyRd} \qquad (14.16)$$

şi:

$$M_{NzRd} = M_{plzRd} \qquad \text{dacă } n \le a \qquad (14.17)$$

$$M_{NzRd} = M_{plzRd} - \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a}\right)^2\right] \quad \text{dacă } n > a \qquad (14.18)$$

în care:

$n = N_{Sd} \; / \; N_{plRd}$

$a = (A - 2bt_f) \; / \; A$ dar cu $a \le 0{,}5$

Relaţiile (14.16), (14.17) şi (14.18) pentru profilele I şi H normalizate, pot fi mai departe simplificate:

$$M_{NyRd} = 1{,}1 M_{plyRd}(1 - n) \text{ cu condiţia } M_{NyRd} \le M_{plyRd} \qquad (14.16\text{ a})$$

$$M_{NzRd} = M_{plzRd} \qquad \text{dacă } n \le 0{,}2 \qquad (14.17\text{ a})$$

$$M_{NzRd} = 1{,}56\; M_{plzRd}\,(1 - n)\,(n + 0{,}6) \qquad \text{dacă } n > 0{,}2 \qquad (14.17\text{ b})$$

În cazul încovoierii biaxiale poate fi folosit criteriul de verificare exprimat prin

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{NyRd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{NzRd}}\right]^{\beta} \le 1$$

în care pentru profilele I şi H se poate lua

$$\alpha = 2 \text{ şi } \beta = 5n \text{ cu condiţia } \beta \ge 1$$

Următoarea relaţie poate să fie de asemenea folosită ca criteriu de verificare a rezistenţei în cazul solicitării compuse cu N, M_y şi M_z

$$\frac{N_{Sd}}{N_{plRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{plyRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{plzRd}} \le 1 \qquad (14.19\text{ a})$$

Pentru secţiunile din clasa 3, în relaţia de verificare în locul momentelor plastice se introduc momentele elastice

$$\frac{N_{Sd}}{Nf_y} + \frac{M_{ySd}}{W_{ely} f_y} + \frac{M_{zSd}}{W_{elz} \cdot f_y} \leq 1 \qquad (14.19b)$$

14.3. VERIFICAREA LA STABILITATE A RIGLELOR CADRELOR MULTI-ETAJATE

14.3.1. VERIFICAREA DUPĂ STAS 10108/0-78

Dacă distanţele l_1 dintre legăturile transversale care fixează în plan orizontal talpa comprimată a riglei depăşesc 40 i_z în cazul folosirii mărcii OL 37 şi 35 i_z în cazul mărcilor OL 44 şi OL 52, trebuie verificată stabilitatea la deversare a riglei, cu relaţia (14.20)

$$\sigma = \frac{M_y}{\varphi_g \cdot W_y} \leq R \qquad (14.20)$$

în care, pentru secţiunile I cu două axe de simetrie, coeficientul φ_g se ia din tabelele corespunzătoare coeficienţilor de flambaj (STAS 10108/0-78, tabelele 43–64), în funcţie de factorul de zvelteţe λ_{tr} care rezultă din relaţia

$$\lambda_{tr} = \gamma \frac{\mu \cdot l}{i_z \cdot \sqrt{\xi}} \qquad (14.21)$$

în care:

i_z – este raza de inerţie a secţiunii întregi faţă de axa z–z a profilului I;

ξ – un coeficient care ţine seama de schema de încărcare a riglei şi se determină cu formula:

$$\xi = 1{,}75 - 1{,}05 \left(\frac{M_2}{M_1}\right) + 0{,}3 \left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2$$

μ – un coeficient care ţine seama de condiţiile de rezemare ale riglei. Se ia $\mu = 0{,}5$ pentru prinderi încastrate, $\mu = 1{,}0$ pentru prinderi articulate şi $\mu = 0{,}7$ pentru prinderi încastrate la un capăt şi articulate la celălalt;

l – deschiderea riglei;

γ – un coeficient care se ia din tabelul 26 (STAS 10108/0-78) în funcţie de

$$\left(\frac{l}{h}\right)^2 \frac{I_l}{I_z}$$

Determinarea coeficientului de stabilitate φ_g se poate face şi luând în considerare coeficientul de zvelteţe λ_{tr}, în funcţie de distanţa l_i dintre elementele

care fixează în plan orizontal talpa comprimată a riglei, în cazul când aceasta depăşeşte valorile specificate mai sus (40 i_z respectiv 35 i_z).

Coeficientul de zvelteţe în acest caz rezultă din relaţia (14.21 a)

$$\lambda_{tr} = \frac{l_i}{i_z \sqrt{\xi}} \qquad (14.21a)$$

Verificările de stabilitate ale grinzilor solicitate la încovoiere trebuie completate cu verificarea stabilităţii locale a inimii grinzii.

Conform STAS 10108/0-78 în cazul grinzilor solicitate la încovoiere la încărcări cu poziţie fixă, verificarea la stabilitate a inimii nu este necesară dacă este îndeplinită condiţia:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 110 \sqrt{\frac{21}{R}} \qquad (14.22)$$

Această condiţie este îndeplinită de profilele I normate.

Dacă condiţia (14.22) nu este îndeplinită, inima grinzii trebuie rigidizată. În cazul grinzilor I dublu simetrice, care au numai rigidizări transversale pe toată înălţimea inimii, verificarea stabilităţii locale se face cu relaţia:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1 \qquad (14.23)$$

în care:

σ – este tensiunea în fibra extremă a inimii. Dacă distanţa a dintre rigidizări este mai mare decât înălţimea inimii, σ se calculează cu valoarea medie a momentului pe o lungime egală cu înălţimea inimii în zona cea mai solicitată a panoului;

τ – este tensiunea tangenţială determinată cu relaţia (14.2).

σ_{cr} – rezistenţa critică la voalare din eforturi normale, care se calculează cu relaţia:

$$\sigma_{cr} = 7000 \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 \cdot 10^2 \quad [\text{daN/mm}^2] \qquad (14.24)$$

τ_{cr} – rezistenţa critică la voalare din eforturi tangenţiale, determinată cu relaţia;

$$\tau_{cr} = \left(1250 + \frac{950}{\alpha^2}\right)\left(\frac{t_w}{d}\right)^2 \quad [\text{daN/mm}^2] \qquad (14.25)$$

în care:

α – este valoarea raportului dintre latura mai mare şi latura mai mică a panoului care se verifică;

d – este latura mai mică a panoului.

14.3.2. VERIFICAREA STABILITĂȚII DUPĂ EUROCODE 3

Verificarea instabilității la deversare a unei grinzi cu secțiune constantă, solicitată la încovoiere față de axa de inerție maximă, în cazul când la capete grinda este astfel rezemată încât grinda nu se poate roti față de axa longitudinală și nici deplasa, se conduce cu relația (14.26).

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1} \tag{14.26}$$

în care:

$\beta_w = 1$ – pentru secțiuni din clasele 1 și 2;
$\beta_w = W_{ely} / W_{ply}$ – pentru secțiuni din clasa 3;
$\beta_w = W_{effy} / W_{ply}$ – pentru secțiuni din clasa 4;
χ_{LT} – este coeficientul de reducere la deversare care se ia pentru profilele laminate după curba de flambaj *a* (α_{LT} = = 0,21) și pentru secțiunile sudate după curba de flambaj *c* (α_{LT} = 0,49), în funcție de coeficientul de suplețe redus $\bar{\lambda}_{LT}$ care rezultă din relația:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / M_{cr}\right]^{0.5} = (\lambda_{LT}/\lambda_1)\ (\beta_w)^{0.5} \tag{14.27}$$

în care:

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y\right]^{0.5} = 93{,}9\ \varepsilon \tag{14.28}$$

cu:

$$\varepsilon = \left[235 / f_y\right]^{0.5} \tag{14.29}$$

λ_{LT} – este coeficientul de zvelțețe al elementului la instabilitatea prin deversare.

Pentru $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0{,}4$ verificarea nu este necesară.

Pentru o grindă cu secțiune transversală constantă, cu tălpile egale, încastrată la capete, încărcată în centrul de forfecare și solicită la încovoiere cu un moment uniform, valoarea momentului critic M_{cr} rezultă din relația:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{l^2}\left[\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{l^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}\right]^{0.5} \tag{14.30}$$

în care:

I_ω – momentul de inerție sectorial;
I_t – momentul de inerție la răsucire;
l – deschiderea grinzii, sau distanța între punctele de fixare în plan orizontal ale tălpii comprimate.

Pentru cazul general, formula momentului critic în raport cu axa de inerție minimă *z–z*, este dată de relația:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{l^2}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kl)^2 G \cdot I_t}{\pi^2 EI_z} + \left(C_2 \cdot z_g - C_3 z_j\right)^2\right]^{0.5} - \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)\right\} \tag{14.30a}$$

în care:

C_1, C_2, C_3 – sunt factori care depind de condițiile de încărcare și de încastrare;
k și k_w – factori ai lungimilor efective ale riglei, cu 0,5 pentru încastrarea la ambele capete și cu 0,7 pentru încastrare la un capăt și articulație la celălalt;
z_g – coordonata punctului de aplicare a încărcării față de centrul de greutate al secțiunii
z_s – coordonata centrului de forfecare

$$z_j = z_s - \left[0{,}5 \int_A z\,(y^2 + z^2)\,dA\right] / I_y \tag{14.31}$$

În anexa F (Eurocode 3) sunt date valorile coeficienților C_1, C_2, C_3 pentru diferite valori *k* în funcție de momentele de la capete (tabelul F 1.1) și în funcție de încărcările transversale (tabelul F 1.2)

Pentru secțiunile dublu simetrice $z = 0$.

În cazul încărcării cu momentele de la extremități și pentru $k = k_w = 1$, relația (14.30) devine:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{l^2}\left[\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{l^2 I_t}{2{,}6 \cdot \pi^2 I_z}\right]^{0.5} \tag{14.30b}$$

în care pentru C_1, în funcție de $\psi = M_1 / M_2$ se poate lua:

$$C_1 = 1{,}88 - 1{,}40\ \psi + 0{,}52\ \psi^2 \tag{14.32}$$

cu M_1 și M_2 valorile momentelor de încovoiere de la cele două capete ale riglei.

În relațiile (14.30) pentru I_ω și I_t se va introduce:

$$I_\omega = \frac{t_z \cdot b^3}{24} h^2 \tag{14.32a}$$

$$I_t = \frac{1}{3} \Sigma b_i \cdot t_i^3 \tag{14.32b}$$

Observație. Folosirea curbelor de flambaj pentru determinarea factorului de reducere χ_{LT} din relația 14.26 este în contrazicere cu prevederea din EUROCODE 3, subcap. 5.5.2 (7), de a considera $\chi_{LT} = 1$ pentru $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0{,}4$. Aceasta înseamnă că, de exemplu, pentru $\bar{\lambda}_{LT} = 0{,}41$, valoarea factorului de reducere scade brusc

la valoarea 0,957 pentru grinzile laminate și la valoarea 0,897 pentru grinzile sudate.

Pentru a înlătura această inconsecvență, în lucrările [14.1] și [14.2] s-a propus pentru coeficientul de reducere la deversare laterală relația:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2\right]^{0,5}} \quad \text{cu} \quad \phi_{LT} = 0,5\left[1 + \alpha_{LT}\,(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$$

cu valorile $\alpha_{LT} = 0,27$ pentru grinzile laminate și $\alpha_{LT} = 0,60$ pentru grinzile sudate. Această relație este acoperitoare având în vedere rezultatele experimentale și satisface evident condiția $\chi_{LT} = 1,0$ pentru $\lambda_{LT} = 0,4$

14.3.3. VERIFICAREA STABILITĂȚII LOCALE A INIMII RIGLEI DUPĂ EUROCODE 3

Rezistența inimii riglelor la voalare prin solicitări de forfecare nu trebuie să fie verificată în următoarele cazuri:

– Pentru o inimă nerigidizată, dacă:

$$d / t_w \le 69\,\varepsilon \tag{14.33}$$

condiție satisfăcută de profilele I laminate normate și de secțiunile din clasele 1 și 2.

– Pentru o inimă rigidizată, dacă:

$$d / t_w \le 30\,\varepsilon\,\sqrt{k_\tau} \tag{14.34}$$

în care:

d și t_w – înălțimea și grosimea inimii

ε – din relația (14.29)

k_τ – coeficient de voalare prin acțiunea solicitărilor de forfecare, care se introduce cu următoarele valori:

– pentru inimi cu rigidizări numai pe reazeme, fără alte rigidizări intermediare

$$k_\tau = 5,34 \tag{14.35}$$

– pentru inimi cu rigidizări pe reazeme și rigidizări intermediare la distanța a, pentru care $a / d \le 1$

$$k_\tau = 4,0 + \frac{5,34}{(a/d)^2} \tag{14.36}$$

– pentru inimi cu rigidizări pe reazeme și rigidizări intermediare la distanța a, pentru care $a / d > 1$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4,0}{(a/d)^2} \tag{14.37}$$

Dacă condițiile restrictive (14.33) pentru rigle fără rigidizări și (14.34) pentru riglele cu rigidizări nu sunt respectate, verificarea stabilității inimii la forfecare poate fi condusă cu una din următoarele metode: metoda post-critică simplă și metoda câmpului diagonal de întindere.

14.3.3.1. Metoda post-critică simplă. Rezistența post-critică simplă a inimii la voalare prin solicitări de forfecare se calculează din relația:

$$V_{baRd} = d \cdot t_w \cdot \tau_{ba} / \gamma_{M1} \tag{14.38}$$

în care τ_{ba} este rezistența post-critică simplă la voalare și care se determină astfel:

a) dacă $\bar{\lambda}_w \le 0,8$

$$\tau_{ba} = f_{yw} / \sqrt{3} \tag{14.39}$$

b) dacă $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2$

$$\tau_{ba} = [1 - 0,625\,(\bar{\lambda}_w - 0,8)]\,f_{yw} / \sqrt{3} \tag{14.40}$$

c) dacă $\bar{\lambda}_w \ge 1,2$

$$\tau_{ba} = (0,9 / \bar{\lambda}_w)\,(f_{yw} / \sqrt{3}) \tag{14.41}$$

în care $\bar{\lambda}_w$ este coeficientul de zvelțețe al inimii și rezultă din relația:

$$\bar{\lambda}_w = \left[(f_{yw}/\sqrt{3})/\tau_{cr}\right]^{0,5} = \frac{d \cdot t_w}{37,4\,\varepsilon\sqrt{k_\tau}} \tag{14.42}$$

Valorile coeficientului de voaloare la forfecare rezultă din relațiile (14.35), (14.36) sau (14.37).

14.3.3.2. Metoda câmpului diagonal de întindere. a) Rezistența la voalare a inimii într-un panou intermediar (fig. 14.2) se calculează cu relația:

$$V_{bbRd} = [(d \cdot t_w \cdot \tau_{bb}) + 0,9\,(g \cdot t_w \cdot \sigma_{bb} \cdot \sin\phi)]/\gamma_{M1} \tag{14.43}$$

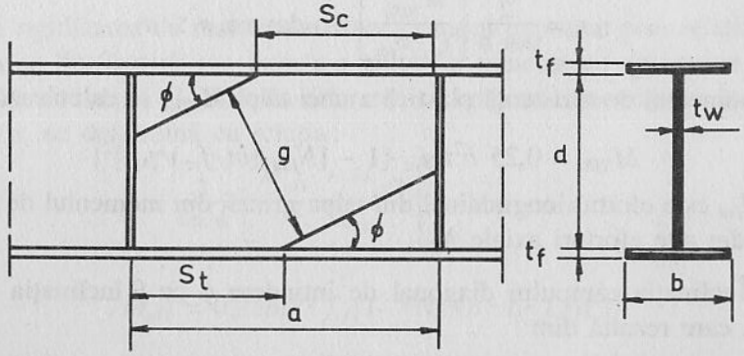


Fig. 14.2. Retistența la voalare a inimii

în care σ_{hb} – rezistența câmpului diagonal la tracțiune rezultă din:

$$\sigma_{hb} = \left[f_{yw}^2 - 3\tau_{hb}^2 + \psi^2\right]^{0.5} - \psi \qquad (14.44)$$

cu:

$$\psi = 1{,}5\ \tau_{hb} \cdot \sin 2\phi \qquad (14.45)$$

în care:

ϕ – înclinația câmpului diagonal de întindere;
g – lățimea câmpului diagonal de întindere (vezi fig. 14.2);
τ_{hb} – rezistența inițială la voalare prin acțiunea forțelor de forfecare care rezultă:

dacă $\overline{\lambda}_w \leq 0{,}8$

$$\tau_{hb} = f_{yw}/\sqrt{3} \qquad (14.46)$$

dacă $0{,}8 < \overline{\lambda}_w < 1{,}25$

$$\tau_{hb} = \left[1 - 0{,}8\ (\overline{\lambda}_w - 0{,}80)\right](f_{yw}/\sqrt{3}) \qquad (14.47)$$

dacă $\overline{\lambda}_w \geq 1{,}25$

$$\tau_{hb}\left[1/\overline{\lambda}_w^2\right](f_{yw}/\sqrt{3}) \qquad (14.48)$$

unde λ_w rezultă din (14.42).

Lățimea g a câmpului diagonal de întindere se obține din relația:

$$g = d\cos\phi - (a - s_c - s_t)\sin\phi \qquad (14.49)$$

în care s_c și s_t sunt lungimile de ancorare a câmpului diagonal de întindere, de-a lungul tălpii comprimate s_c și a tălpii întinse s_t.

Lungimile de ancorare rezultă din:

$$s = \frac{2}{\sin\phi}\left[\frac{M_{NfRk}}{t_w \cdot \sigma_{hb}}\right]^{0.5} \quad \text{dar cu } s \leq a \qquad (14.50)$$

în care momentul de rezistență plastică a unei tălpi M_{NfRd} se calculează cu relația

$$M_{NfRk} = 0{,}25\ b^2 t_z f_{yz}\{1 - [N_{fSd}/(bt_f \cdot f_{yz})/\gamma_{M0}]^2\} \qquad (14.51)$$

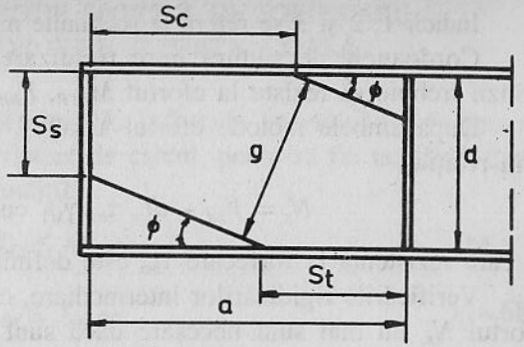
în care N_{fsd} este efortul longitudinal din talpa grinzii din momentul de încovoiere M_{Sd} sau din alte eforturi axiale N_{Sd}.

b) Înclinația câmpului diagonal de întindere ϕ cu θ înclinația diagonalei panoului, care rezultă din:

$$\theta = \arctan(d/a) \qquad (14.52)$$

poate să varieze între valoarea minimă $\theta/2$ și maximă θ.

Fig. 14.3. Câmpul diagonal de tensiune – rigidizarea de reazem



Valoarea minimă $\theta/2$ se consideră atunci când tălpile grinzii sunt solicitate la maximum din acțiunea momentului de încovoiere, iar cea maximă θ când câmpul diagonal ocupă întregul panou $s = a$. Se recomandă să se ia $\Phi = \theta/1{,}5$

c) Panoul de capăt. Dacă rigidizarea de reazem este realizată dintr-o simplă placă (fig. 14.3) pentru a admite că ea rezistă forței de ancorare F_{hb} a câmpului diagonal de întindere, aceasta trebuie să satisfacă următorul criteriu:

$$M_{pl2} + M_{pl3} \geq F_{hb} \cdot s_s \qquad (14.53)$$

în care:

M_{pl2} – este cea mai mică valoare dintre M_{Nf} și M_{Ns} cu:

$$M_{Nf} = 0{,}25 b t_f^2 \cdot f_{yf}[1 - [F_{hb}/(b \cdot t_f \cdot f_{yf})]^2] \qquad (14.54)$$

$$M_{Ns} = 0{,}25 b t_s^2 \cdot f_{ys}[1 - [N_{s2}/(b_s \cdot t_s \cdot f_{ys})]^2] \qquad (14.55)$$

$$M_{pl3} = 0{,}25 b_s t_s^2 \cdot f_{ys}[1 - [N_{s3}/(b_s \cdot t_s \cdot f_{ys})]^2] \qquad (14.56)$$

$$N_{s2} = t_w \cdot s_c\, \sigma_{hb} \cdot \sin^2\phi \qquad (14.57)$$

$$N_{s3} = V_{s2d} - t_w \cdot (b - s_s)\tau_{hb} \qquad (14.58)$$

$$s_s = d - (a - s_t)\tan\phi \qquad (14.59)$$

$$F_{hb} = t_N \cdot s_s \cdot \sigma_{hb} \cdot \cos^2\phi. \qquad (14.60)$$

Dacă rigidizarea de reazem satisface criteriul exprimat prin relația (14.53), verificarea se desfășoară așa cum s-a arătat la punctul a (verificarea panoului intermediar), cu relația (14.43), cu diferența că lungimea ancorajului de montatul de reazem s_c se determină cu relația:

$$s_c = \frac{2}{\sin\phi}\left[\frac{M_{pl1} + M_{pl2}}{2t_w \cdot \sigma_{hb}}\right]^{0.5} \quad \text{dar cu } s_c \leq a \qquad (14.61)$$

în care:

$$M_{pl1} = 0{,}25 b t_f^2 \cdot f_{yf}[1 - [N_{f1}/(b \cdot t_f \cdot f_{yf})]^2] \qquad (14.62)$$

cu:

$$N_{f1} = g \cdot t_w \cdot \sigma_{hb} \cdot \cos\phi. \qquad (14.63)$$

Indicii 1, 2 și 3 se referă la secțiunile marcate cu acești indici în figura 14.3.

Cordoanele de sudură între rigidizarea de reazem și talpa superioară a grinzii trebuie să reziste la efortul M_{p1R}, F_{bb} și N_s.

După ambele metode efortul axial N_s în rigidizarea intermediară este dat prin relația:

$$N_s = V_{sd} - dt_w \tau_{bb}/\gamma_{M1} \text{ cu condiția } N_s > 0 \qquad (14.64)$$

în care rezistența la forfecare τ_{bb} este definită prin relațiile (14.45) – (14.48)

Verificările rigidizărilor intermediare, ca bare solicitate la compresiune din efortul N_s, nu mai sunt necesare dacă sunt respectate următoarele condiții de rigiditate prin momentele de inerție ale montanților în funcție de raportul a / d.

$$\text{Pentru } a/d < \sqrt{2} \rightarrow I_s \geq 1{,}5\ d^3 t_w^3/a^2. \qquad (14.65)$$

$$\text{Pentru } a/d \geq \sqrt{2} \rightarrow I_s \geq 0{,}75\ dt_w^3. \qquad (14.66)$$

În figura 14.4 sunt arătate tensiunile în câmpul diagonal de întindere în panoul intermediar și panoul de capăt. Componentele orizontale ale acestor tensiuni pe lungimile s_t respectiv s_c trebuie preluate de sudurile dintre inimă și tălpi, iar cele verticale pe lungimile s_s de sudurile dintre inimă și rigidizările verticale.

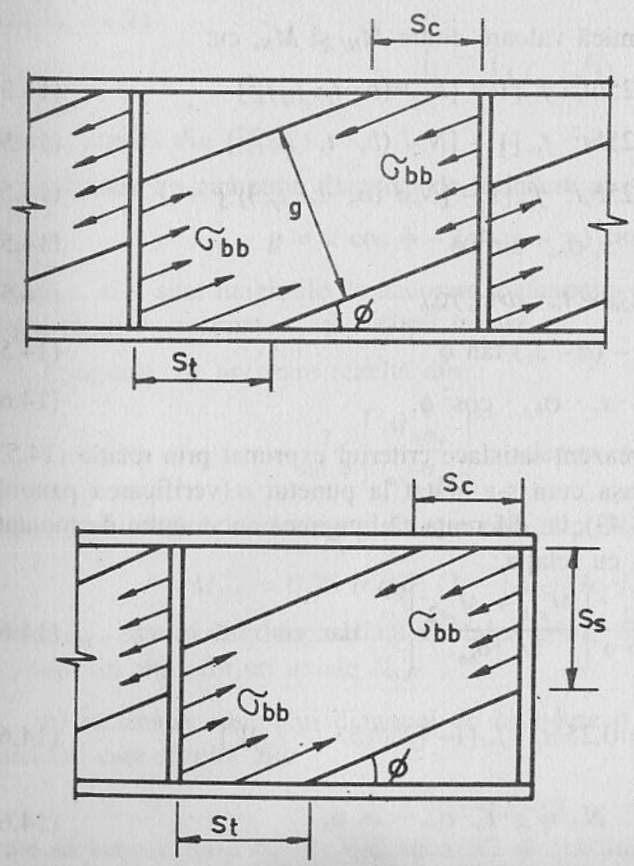


Fig. 14.4. Tensiunile în câmpul diagonal de întindere

14.3.4.1. Metoda post-critică simplă. Influența efortului de forfecare asupra momentului de încovoiere rezistent de calcul, poate să fie neglijată dacă sunt îndeplinite următoarele două condiții:

$$M_{Sd} \leq M_{fRd} \qquad (14.67)$$

și

$$V_{Sd} \leq V_{baRd} \qquad (14.68)$$

în care:

M_{fRd} – momentul rezistent plastic de calcul al secțiunii transversale a grinzii formată numai din cele două tălpi, cu luarea în considerare a lățimii reduse b_{eff} dacă este cazul (de ex., secțiuni din clasa 4);

V_{baRd} – rezistența de calcul a inimii la voalare prin efectul efortului de forfecare.

Dacă intervine și o forță axială N_{Sd} momentul rezistent plastic de calcul se calculează cu relația (14.69)

$$M_{fRd} = M_{fRd}^0 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{fRd}}\right) \qquad (14.69)$$

în care:

M_{fRd}^0 – este momentul rezistent plastic în absența forței axiale N_{Sd};

N_{fRd}^0 – efortul axial plastic.

Cele două mărimi statice M_{fRd}^0 și N_{fRd} se referă la secțiunea compusă numai din cele două tălpi ale grinzii.

În cazul când V_{sd} depășește 50% din valoarea V_{baRd}, trebuie satisfăcută condiția exprimată prin relația:

$$M_{Sd} \leq M_{fRd} + (M_{plRd} - M_{fRd})\ [1 - (2V_{Sd}/\ V_{baRd} - 1)^2] \qquad (14.70)$$

Interacțiunea dintre efortul de forfecare și momentul de încovoiere este ilustrată în diagrama din figura. 14.5.

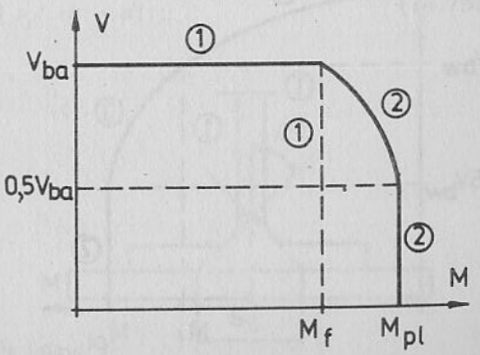


Fig. 14.5. Diagrama de interacțiune M_{pl}–V

14.3.4.2. Metoda câmpului diagonal de întindere. Influența forței tăietoare asupra valorii momentului rezistent de calcul poate fi neglijată dacă sunt satisfăcute următoarele două condiții:

$$M_{Sd} \le M_{fRd} \tag{14.71}$$

$$V_{Sd} \le V_{bwRd} \tag{14.72}$$

în care M_{Sd} și V_{Sd} sunt valorile maxime ale celor două mărimi statice în panoul cuprins între cele două rigidizări verticale:

M_{fRd} - este precizat la punctul a), respectiv relația (14.69);
V_{bwRd} – este rezistența inimii la voalare prin forfecare.

Pentru secțiunile transversale cu tălpi identice, fără efectul efortului axial, valoarea rezistenței minime la voalare prin forfecare V_{bwRd} se poate calcula din relația (14.43) introducând:

$$s_c = s_t = 0 \text{ și } \phi = \theta/2.$$

Dacă V_{sd} depășește cu 50% rezistența minimă la voalare V_{bwsd}, trebuie satisfăcută condiția exprimată prin relația (14.73)

$$M_{Sd} \le M_{fRd} + (M_{plRd} - M_{fRd})\,[1 - (2V_{Sd}/\,V_{bwRd} - 1)^2] \tag{14.73}$$

Dacă intervine și o forță axială N_S pentru determinarea momentului redus M_{fRd}, se aplică relația (14.59).

În cazul că efortul de forfecare V_{Sd} depășește V_{bwRd}, trebuie satisfăcut criteriul

$$V_{Sd} \le V_{bbRd}$$

în care V_{bbRd} rezultă din (14.43) ținând seama de influența M_{Sd} și N_{Sd}, relația (14.51).

În diagrama din figura. 14.6 este arătată interacțiunea dintre efortul de forfecare și momentul de încovoiere.

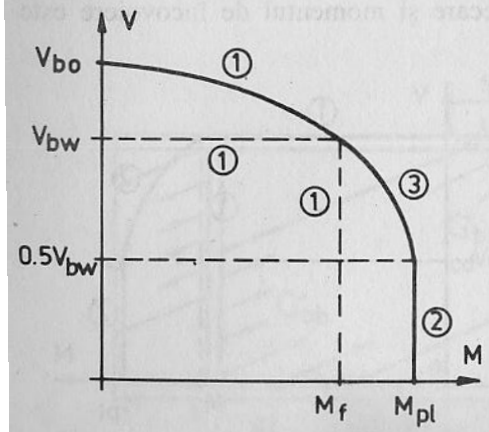


Fig. 14.6. Diagrama de interacțiune M_{pl}–V

Sub acțiunea unei forțe transversale importante aplicată pe talpa superioară a riglei, rezistența inimii nerigidizate este determinată de unul din următoarele moduri de distrugere:

– strivirea locală a inimii în apropierea tălpii, însoțită de o deformare plastică puternică a tălpii;

– burdușirea inimii, însoțită de o voalare locală a inimii și de o deformație plastică puternică a tălpii.

În cazul riglelor rigidizate, când forța transversală acționează între rigidizări, rezistența inimii se determină ca și în cazul inimilor nerigidizate.

14.3.5.1. Rezistența la strivire a inimii. Rezistența de calcul la strivire a inimii R_{yRd}, a secțiunilor de forma I, H sau U este dată prin relația:

$$R_{yRd} = (s_s + s_y)t_w \cdot f_{yw}/\gamma_{M1} \tag{14.74}$$

în care:

s_s – este lățimea activă de rezemare, egală cu lățimea de repartizare sub o înclinație de 45° a secțiunii pline (fig. 14.7)

$$s_y = 2t_f(b_f/\,t_w)^{0.5}\,[f_{yf}/\,f_{yw}]^{0.5}\,[1 - (\gamma_{M0}\sigma_{fEd}/\,f_{yf})^2]^{0.5} \tag{14.75}$$

în care:

b_f – lățimea riglei nu trebuie să depășească 25 t_f și
σ_{Ed} – este tensiunea longitudinală din talpă.

Pentru profilele laminate *I*, *H* și *U*, s_y se poate determina cu formula (14. 75 a)

$$s_y = \frac{2{,}5\ (h-d)\left[1 - (\gamma_{M0}\cdot\sigma_{fEd}/f_{yf})^2\right]^{0.5}}{(1 + 0{,}8\ s_s/\,(h - d)} \tag{14.75a}$$

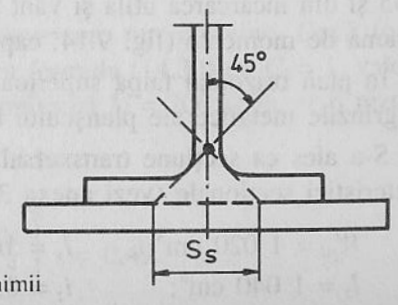


Fig. 14.7. Rezistența la strivire a inimii

14.3.5.2. Burdușirea locală a inimii. Rezistența de calcul la burdușirea ocală a inimii R_{aRd} la profilele I, H și U se determina cu formula:

$$R_{aRd} = 0{,}5t_w^3 (E \cdot f_{yw})^{0.5} [(t_f / t_w)^{0.5} + 3 (t_w / t_f) (s_s / d)] \gamma_{M1} \quad (14.76)$$

s_s – lungimea activă de rezemare determinată ca mai sus;
s_s / d – valoarea raportului să nu fie mai mare decât 0,2.

Dacă elementul este solicitat și la încovoiere trebuie să fie satisfăcute și ırmătoarele condiții:

$$F_{Sd} \le R_{aRd} \quad (14.77)$$

$$M_{Sd} \le M_{cRd} \quad (14.78)$$

$$\frac{F_{Sd}}{R_{aRd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{cRd}} \le 1{,}5 \quad (14.79)$$

14.4. VERIFICAREA RIGIDITĂȚII RIGLELOR CADRELOR MULTI-ETAJATE

14.4.1 VERIFICAREA RIGIDITĂȚII DUPĂ STAS 10108/0-78 ȘI EUROCODE 3

Verificarea rigidității riglelor cadrelor multi-etajate după ambele norme itate mai sus, se face comparând săgeata maximă a riglei, din încărcările orespunzătoare exploatării normale (γ=1) cu săgețile admise date în capitolul. , în tabelul 7.1 și figura 7.1.

Exemplu numeric 14.1

Se consideră rigla cadrului transversal din figura 9.14 de la nivelul etajului . Deschiderea grinzii este 8,0 m.

Momentul maxim, din încărcarea permanentă multiplicată cu coeficientul γ_G : 1,35 și din încărcarea utilă și vânt multiplicate γ_Q = 1,50, așa cum rezultă din iagrama de momente (fig. 9.14, capitolul 9) este de 200 kNm.

În plan orizontal talpa superioară a riglei este fixată la distanța de 2,0 m rin grinzile metalice ale planșeului (fig. 14.8).

S-a ales ca secțiune transversală a riglei un profil IPE-36 cu următoarele aracteristici secționale (vezi anexa 3.A.2)

W_{pl} = 1 020 cm^3; I_y = 16 270 cm^4
I_z = 1 040 cm^4; i_z = 8,79 cm

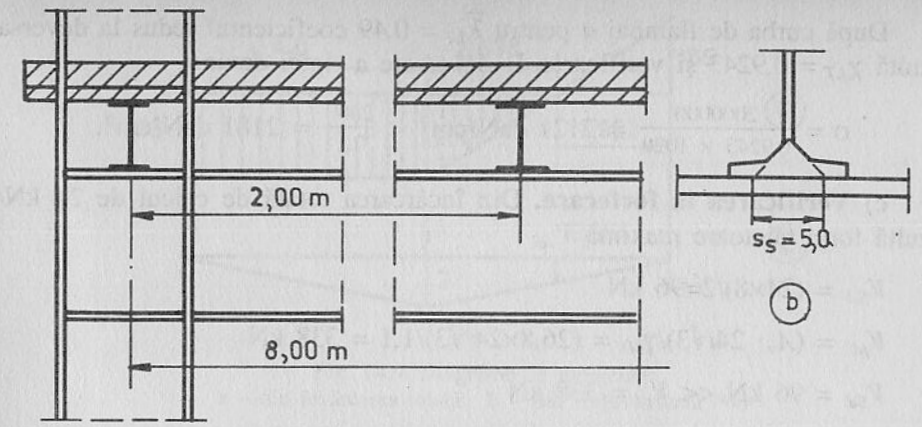


Fig. 14.8. Exemplu numeric

$$I_\omega = \frac{t_f b^3}{24} h^2 = \frac{1{,}27 \times 17^3}{24} \cdot 36^2 = 336933 \text{ cm}^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} \Sigma b_i t_i = \frac{1}{3} (2 \times 1{,}27^3 \times 17 + 33{,}5 \times 0{,}8^3) = 28{,}9 \text{ cm}^4$$

a) **Verificarea de rezistență** (relația 14.5)

M_{sd} = 200 kNm ≤ M_{cRd} = 1 020 × 24/1,1 × 10^{-2} = 222,5 kNm.

b) **Verificarea instabilității prin deversare.** Pentru determinarea valorii momentului critic, folosind relația (14.30 b) se calculează coeficientul C_1 pentru un coeficient ψ mediat la valoarea (– 3/4)

$$C_1 = 1{,}88 - 1{,}40 (-3/4) + 0{,}25(3 / 4)^2 = 2{,}927$$

$$M_{cr} = 2{,}927 \frac{\pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \times 1040}{200^2} \left(\frac{336933}{1040} + \frac{200^2 \times 28{,}9}{\pi^2 \times 2{,}6 \times 1040} \right)^{0.5}$$

$$= 2{,}927 \times 10{,}32 \cdot 10^4 = 26{,}07 \cdot 10^4 \text{ kNcm}$$

din formula (14.27) rezultă:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{1020 \times 24}{26{,}07 \cdot 10^4} \right)^{0.5} = 0{,}306 < 0{,}4 \rightarrow \chi_{LT} = 1.$$

Deci verificarea la instabilitate prin deversare nu intervine. Dacă foarte acoperitor momentul critic ar fi determinat cu formula (14.30) cu C_1 = 1, valoare corespunzătoare unei diagrame de momente uniformă M = 200 kNm, ar fi rezultat

$$M_{cr} = 10{,}32 \cdot 10^4 \text{ kNcm}$$

și un coeficient la deversare

$$\bar{\lambda}_{LT.} = \left(\frac{1020 \times 24}{10{,}32 \cdot 10^4} \right)^{0.5} = 0{,}49.$$

14.3.5.2. Burdușirea locală a inimii. Rezistența de calcul la burdușirea locală a inimii R_{aRd} la profilele I, H și U se determina cu formula:

$$R_{aRd} = 0{,}5 t_w^3 (E \cdot f_{yw})^{0,5} [(t_f / t_w)^{0,5} + 3 (t_w / t_f) (s_s / d)] \gamma_{M1} \quad (14.76)$$

s_s – lungimea activă de rezemare determinată ca mai sus;

s_s / d – valoarea raportului să nu fie mai mare decât 0,2.

Dacă elementul este solicitat și la încovoiere trebuie să fie satisfăcute și următoarele condiții:

$$F_{Sd} \leq R_{aRd} \quad (14.77)$$

$$M_{Sd} \leq M_{cRd} \quad (14.78)$$

$$\frac{F_{Sd}}{R_{aRd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{cRd}} \leq 1{,}5 \quad (14.79)$$

14.4. VERIFICAREA RIGIDITĂȚII RIGLELOR CADRELOR MULTI-ETAJATE

14.4.1 VERIFICAREA RIGIDITĂȚII DUPĂ STAS 10108/0-78 ȘI EUROCODE 3

Verificarea rigidității riglelor cadrelor multi-etajate după ambele norme citate mai sus, se face comparând săgeata maximă a riglei, din încărcările corespunzătoare exploatării normale (γ=1) cu săgețile admise date în capitolul. 7, în tabelul 7.1 și figura 7.1.

Exemplu numeric 14.1

Se consideră rigla cadrului transversal din figura 9.14 de la nivelul etajului 2. Deschiderea grinzii este 8,0 m.

Momentul maxim, din încărcarea permanentă multiplicată cu coeficientul γ_G = 1,35 și din încărcarea utilă și vânt multiplicate γ_Q = 1,50, așa cum rezultă din diagrama de momente (fig. 9.14, capitolul 9) este de 200 kNm.

În plan orizontal talpa superioară a riglei este fixată la distanța de 2,0 m prin grinzile metalice ale planșeului (fig. 14.8).

S-a ales ca secțiune transversală a riglei un profil IPE-36 cu următoarele caracteristici secționale (vezi anexa 3.A.2)

W_{pl} = 1 020 cm^3; I_y = 16 270 cm^4

I_z = 1 040 cm^4; i_z = 8,79 cm

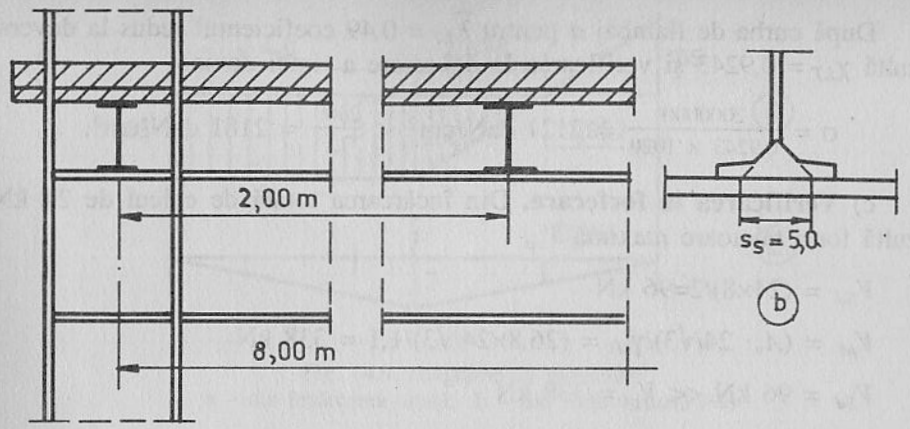


Fig. 14.8. Exemplu numeric

$$I_\omega = \frac{t_f b^3}{24} h^2 = \frac{1{,}27 \times 17^3}{24} \cdot 36^2 = 336933 \text{ cm}^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} \Sigma b_i t_i = \frac{1}{3} (2 \times 1{,}27^3 \times 17 + 33{,}5 \times 0{,}8^3) = 28{,}9 \text{ cm}^4$$

a) **Verificarea de rezistență** (relația 14.5)

$$M_{sd} = 200 \text{ kNm} \leq M_{cRd} = 1\,020 \times 24/1{,}1 \times 10^{-2} = 222{,}5 \text{ kNm}.$$

b) **Verificarea instabilității prin deversare.** Pentru determinarea valorii momentului critic, folosind relația (14.30 b) se calculează coeficientul C_1 pentru un coeficient ψ mediat la valoarea (– 3/4)

$$C_1 = 1{,}88 - 1{,}40 (-3/4) + 0{,}25(3 / 4)^2 = 2{,}927$$

$$M_{cr} = 2{,}927 \frac{\pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \times 1040}{200^2} \left(\frac{336933}{1040} + \frac{200^2 \times 28{,}9}{\pi^2 \times 2{,}6 \times 1040} \right)^{0,5}$$

$$= 2{,}927 \times 10{,}32 \cdot 10^4 = 26{,}07 \cdot 10^4 \text{ kNcm}$$

din formula (14.27) rezultă:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{1020 \times 24}{26{,}07 \cdot 10^4} \right)^{0,5} = 0{,}306 < 0{,}4 \rightarrow \chi_{LT} = 1.$$

Deci verificarea la instabilitate prin deversare nu intervine. Dacă foarte acoperitor momentul critic ar fi determinat cu formula (14.30) cu C_1 = 1, valoare corespunzătoare unei diagrame de momente uniformă M = 200 kNm, ar fi rezultat

$$M_{cr} = 10{,}32 \cdot 10^4 \text{ kNcm}$$

și un coeficient la deversare

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{1020 \times 24}{10{,}32 \cdot 10^4} \right)^{0,5} = 0{,}49.$$

După curba de flambaj *a* pentru $\overline{\lambda}_{LT} = 0{,}49$ coeficientul redus la deversare rezultă $\chi_{LT} = 0{,}9243$ și verificarea la deversare a riglei devine:

$$\sigma = \frac{2000000}{0{,}9243 \times 1020} = 2121 \text{ daN/cm}^2 < \frac{2400}{1{,}1} = 2181 \text{ daN/cm}^2.$$

c) **Verificarea la forfecare.** Din încărcarea totală de calcul de 24 kN/m rezultă forța tăietoare maximă V_{sd}

$V_{Sd} = (24 \times 8)/2 = 96$ kN

$V_{pl} = (A_v \cdot 24/\sqrt{3})/\gamma_{M1} = (26{,}8 \times 24/\sqrt{3})/1{,}1 = 338$ kN

$V_{Sd} = 96$ kN $<< V_{pl} = 338$ kN

cu A_v din tabelul 3.A.2.

Deoarece $V_{Sd} < 0{,}5\ V_{pl}$ nu este necesară interacțiunea moment de încovoiere forța tăietoare.

d) **Verificarea la o forță transversală.** Admițând că grinzile planșeului sunt rezemate pe riglele cadrului (figura 14.8) reacțiunea acestora $R = 6{,}0 \times 4 \times 2 = 48{,}0$ kN intervine ca o forță concentrată pe talpa superioară a riglei, cu $s_s = 5{,}0$ cm (vezi fig. 14.8 b) și dimensiunile corespunzătoare profilului riglei IPE 36: (anexa 3 A – 2)

$b = 17{,}0$ cm; $t_f = 1{,}27$ cm; $t_w = 0{,}8$ cm;

$$d = \frac{26{,}8}{0{,}8} = 33{,}5 \text{ cm}$$

lungimea s_y rezultă din relația (14.75)

$$s_y = 2 \times 1{,}27\ (17{,}0 / 0{,}8)^{0.5} \times 1 \times [1 - (1{,}1 \times 2\ 121/2\ 400)^2]^{0.5} = 0{,}89 \text{ cm}$$

sau din relația 14.75 a.

$$s_y = \frac{2{,}5\ (36 - 33{,}5)\left[1 - (1{,}1 \times 2121/2400)^2\right]^{0.5}}{1 + 0{,}8 \times 5\ (36 - 33{,}5)} = 0{,}56 \text{ cm}.$$

Cu aceste valori, rezistența de calcul la strivire a inimii calculată cu formula (14.74) rezultă:

$$R_{yRd} = (5 + 0{,}56) \times 0{,}8 \times 24/1{,}1 = 97 \text{ kN} >> 48 \text{ kN}$$

e) **Verificarea la burdușire locală.** Cu formula (14.76) rezistența la burdușire locală rezultă:

$$R_{aRd} = 0{,}5 \times 0{,}8^2\ (2{,}1 \times 10 \times 24)^{0.5} \left[\left(\frac{1{,}27}{0{,}8}\right)^2 + 3\left(\frac{0{,}8}{1{,}27}\right)\left(\frac{5}{33{,}5}\right)\right] /1{,}1 =$$

$$= 636 \text{ kN} > 96 \text{ kN}.$$

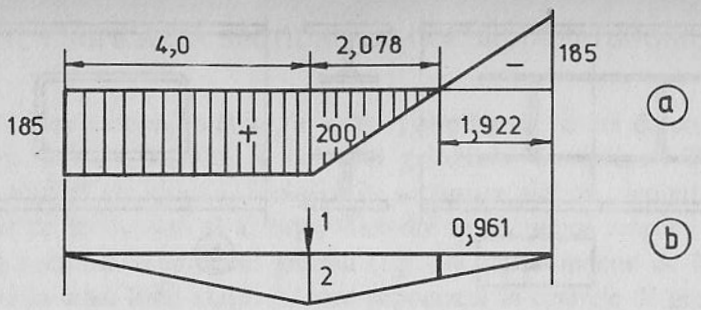


Fig. 14.9. Diagrame de momente:
a – din încărcarea totală; **b** – din forța virtuală $P=1$

f) **Verificarea rigidității riglei.** Verificarea săgeții la mijlocul deschiderii se face cu relația:

$$\delta = \int_0^l \frac{M \cdot \overline{M}}{E\ I_y}\ dx \le \delta_a. \qquad (14.80)$$

În figura 14.9 a este redată diagrama de momente pentru rigla de la nivelul 2 din încărcarea totală de calcul, iar în figura 14.9 b este prezentată diagrama de momente din forța virtuală unitară, acționând în secțiunea de la mijlocul deschiderii.

Folosind tabelele pentru însumarea diagramelor $M.\ \overline{M}$, de exemplu din [14.3] și având în vedere cele două diagrame de momente din figura 14.9 se obține:

$$\frac{4}{6}\ (185 \times 2 + 200 \times 2 \times 2) = 780{,}0 \text{ kNm}^3$$

$$\frac{2{,}078}{6}\ (0{,}961 \times 200 + 2 \times 2 \times 200) = 343{,}6 \text{ kNm}^3$$

$$\frac{-1{,}922}{6}\ (0{,}961 \times 185) = \frac{-56{,}9}{\Sigma = 1066{,}7} \text{ kNm}^3$$

$$= \frac{1066{,}7 \times 10^8}{2{,}1 \times 10^6 \times 16270} \frac{1}{1{,}4} = 2{,}20 \text{ cm} < \frac{1}{300} = 2{,}67 \text{ cm}.$$

Factorul 1,4 de la numitor se referă la faptul că rigiditatea se verifică în condițiile stării limită a exploatării normale, deci este efectul încărcărilor normate.

14.5. GRINZI CU GOLURI ÎN INIMĂ

Pentru montarea elementelor de instalații (cabluri electrice, apă rece și caldă, telefon etc.) sub planșeul fiecărui etaj, atunci când planșeul este situat pe talpa superioară a riglei, sunt necesare unele goluri în inimă. Aceste goluri de

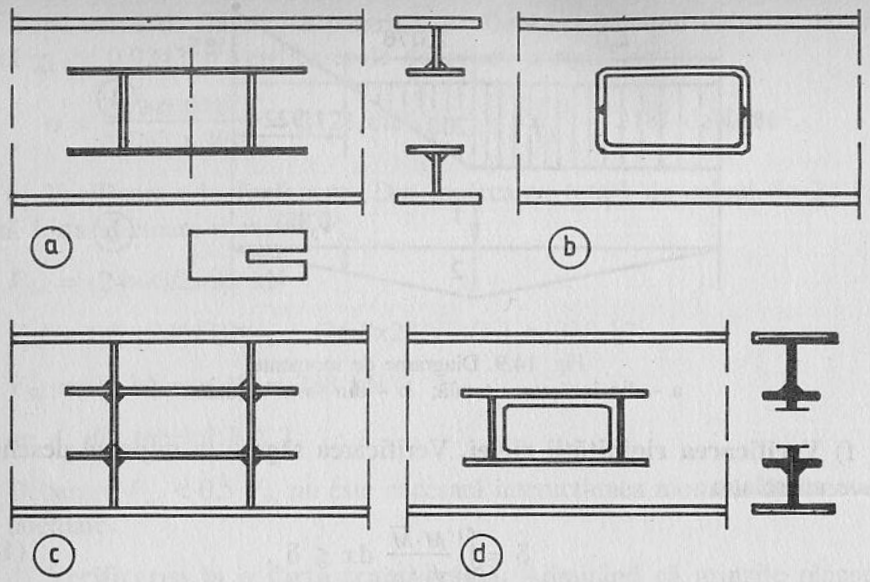


Fig. 14.10. Grinzi cu goluri în inimă

formă dreptunghiulară sau circulară slăbesc capacitatea de rezistență și de asemenea reduc rigiditatea riglei cadrului. În funcție de forma și dimensiunile acestor goluri, inima riglei trebuie să fie rigidizată așa cum este arătat în figura 14.10. În figurile 14.10 a, b, c și d sunt arătate patru soluții de rigidizare a grinzii cu goluri dreptunghiulare.

La soluțiile *a*, *b* și *c* elementele de rigidizare bordează golul din inima riglei, iar la soluția *d* elementele de rigidizare sunt aplicate pe o parte și alta a inimii grinzi.

În figura 14.11 sunt arătate două soluții de rigidizare a grinzii cu goluri circulare în inimă. La soluția 14.11 a rigidizarea se realizează cu un petec inelar sau cu două petece sudate pe ambele părți ale inimii, iar la soluția 14.11 b rigidizarea se face cu un cupon de țeavă, evident având diametrul exterior egal cu diametrul golului.

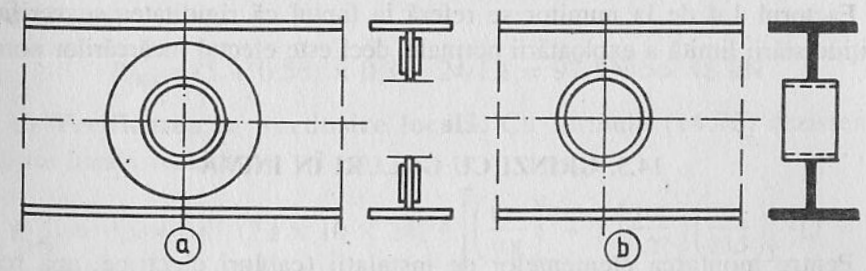


Fig. 14.11. Grinda cu gol circular în inimă

14.5.1. VERIFICAREA SECȚIUNII CU GOLURI DREPTUNGHIULARE

Verificarea secțiunii slăbite, în cazul golurilor de formă dreptunghiulară se conduce cu metoda folosită la calculul grinzilor Vierendeel. Tensiunile în diferitele secțiuni ale grinzii, inclusiv în secțiunea slăbită, depind de valoarea momentului de încovoiere și a forței tăietoare în secțiunea respectivă.

Într-o secțiune la mijlocul golului (fig. 14.12) momentul de încovoiere se descompune în două forțe axiale N, care acționează în centrele de greutate a celor două tălpi:

$$N = \pm \frac{M}{h_z} \tag{14.81}$$

din forța axială N în talpa superioară rezultă tensiunea uniformă de compresiune

$$\sigma_N = -\frac{N}{A_t} \tag{14.82}$$

Din forța tăietoare repartizată în mod egal celor două tălpi, dacă acestea au rigidități identice, rezultă pentru secțiunea de la marginea golului, un moment de încovoiere

$$M_v = \frac{V}{2} \cdot \frac{L_g}{2} \tag{14.83}$$

și în punctul A o tensiune de compresiune

$$\sigma_v = -\frac{M_v}{W_{yA}} = -\frac{V \cdot L_g}{4 \cdot W_{yA}} \tag{14.84}$$

Tensiunea rezultată în punctul A va fi

$$\sigma_A = \frac{N}{A_t} + \frac{V \cdot L_g}{4 W_{yA}} \tag{14.85}$$

Dacă cele două tălpi din regiunea golului au rigidități diferite, forța tăietoare se repartizează proporțional cu rigiditățile lor

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{L_g^2/12\ EI_{t2} + 1/GA_{t2}}{L_g^2/12\ EI_{t1} + 1/GA_{t1}} \tag{14.86}$$

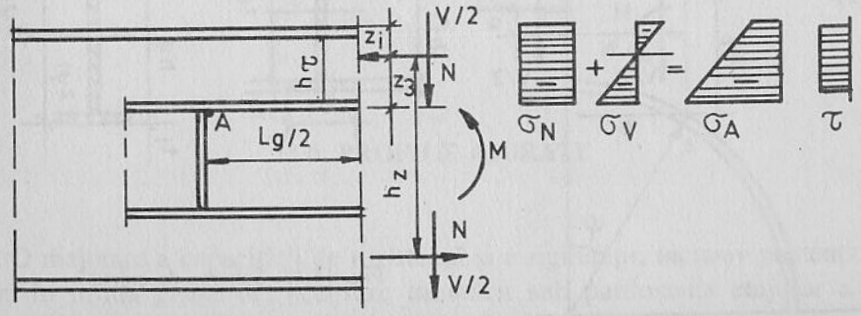


Fig. 14.12. Schema de calcul

în care:

A_1 și I_1 se referă la talpa superioară;
A_2 și I_2 se referă la talpa inferioară;

și

$$W_{yt} = \frac{I_t}{z_s} \tag{14.87}$$

Din forța tăietoare rezultă și o tensiune tangențială

$$\tau = \frac{V}{2A_i} = \frac{V}{2 \cdot h_0 t_w} \tag{14.88}$$

cu h_0 și t_w înălțimea și grosimea inimii
și o tensiune echivalentă:

$$\sigma_{ech} = \sqrt{\sigma_A^2 + 3\tau^2} \leq 1{,}1\ R \tag{14.89}$$

14.5.2. VERIFICAREA SECȚIUNII SLĂBITE CU GOLURI CIRCULARE

Ca și în cazul grinzii cu goluri dreptunghiulare, în secțiunea prin mijlocul golului circular, momentul se descompune într-un cuplu de forțe longitudinale N, egale cu:

$$N = \frac{M}{h_z} \tag{14.90}$$

iar forța tăietoare V din secțiune se descompune în două forțe egale $V/2$ repartizate celor două tălpi ale secțiunii slăbite (fig. 14.13).

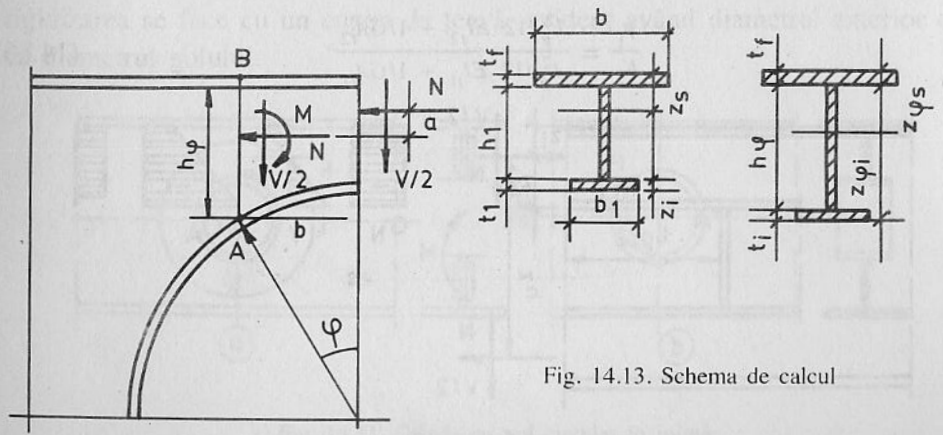


Fig. 14.13. Schema de calcul

În secțiunea $\varphi = 0$, din cele două mărimi statice N și $V/2$ rezultă următoarele condiții de verificare:

$$\sigma = \frac{N}{A_i} \leq R \tag{14.91}$$

$$\tau = \frac{V}{2h_0 t_i} \leq R_f \tag{14.92}$$

$$\sigma_{ech} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1{,}1\ R. \tag{14.93}$$

În secțiunea verticală corespunzătoare unghiului φ, reducând cele două mărimi statice N și $V/2$ în centrul de greutate al secțiunii cu înălțimea inimii h_g (fig. 14.13) intervine suplimentar momentul de încovoiere

$$M_\varphi = \frac{V}{2} \cdot b - Na \tag{14.94}$$

și tensiunile:

$$\sigma_B = -\frac{N}{A_\varphi} + \frac{M_\varphi}{I_\varphi} z_{\varphi s} \tag{14.95}$$

$$\sigma_A = \left(-\frac{N}{A_\varphi} - \frac{M_\varphi}{I_\varphi} \cdot z_{\varphi i} \right) \frac{1}{\cos \varphi} \tag{14.96}$$

$$\tau_\varphi = \left[\frac{V}{2} - \left(\frac{N}{A_\varphi} + \frac{M_\varphi}{I_\varphi} z_{\varphi i} \right) \frac{b_1 t_1}{\sin \varphi} \right] \frac{1}{h_\varphi t_i} \leq R_f \tag{14.97}$$

cu

$$A_\varphi = bt_f + h_\varphi \cdot t_i + b_1 \cdot t_1$$

$$h_\varphi = h_1 + R(1 - \cos \varphi)$$

și tensiunea echivalentă rezultă:

$$\sigma_{ech} = \sqrt{\sigma_i^2 + 3\tau_\varphi^2} \leq 1{,}1\ R \tag{14.98}$$

în care:

$$\sigma_i = \frac{N}{A_\varphi} + \frac{M_\varphi}{I_\varphi} (z_{\varphi i} - t_1) \tag{14.99}$$

14.6. PROFILE AJURATE

O majorare a capacității de rezistență și a rigidității, inclusiv prezența unor goluri în inima grinzilor, necesare montării sub pardoseala etajelor a unor elemente ale instalațiilor, se poate obține prin folosirea profilelor ajurate.

Profilele ajurate se obţin prin tăierea profilelor laminate după un anumit contur şi apoi asamblarea lor prin sudură.

Pe lângă creşterea capacităţii de rezistenţă cu peste 50% faţă de capacitatea de rezistenţă a profilului laminat, rezultă în egală măsură o creştere pronunţată a rigidităţii noului profil ajurat.

Profilele ajurate pot fi executate cu goluri hexagonale, octogonale, circulare sau ovale.

14.6.1. PROFILE AJURATE CU GOLURI HEXAGONALE ŞI OCTOGONALE

Profilul I tăiat cu flacăra oxi-gaz după un conturul în zig-zag, aşa cum este arătat în figura 14.14 a este asamblat prin sudură. Este realizată astfel o grindă cu înălţimea H, cu o capacitate de rezistenţă mult sporită faţă de cea a profilului de bază (fig. 14.14 b). Dimensiunile secţiunii slăbite sunt arătate în figura 14.15. Înălţimea tălpii h_1, se alege aproximativ 1/3 din înălţimea profilului. Modulul e se alege astfel încât lungimea sudurii de prindere $e/3$, dintre cele două elemente

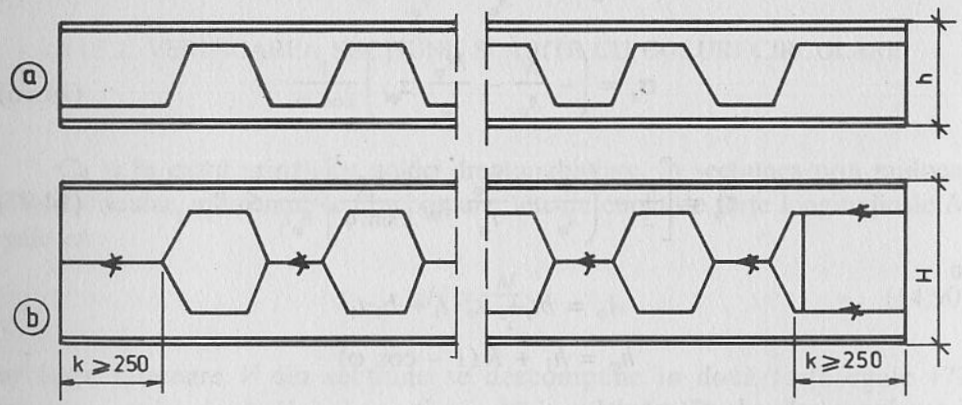


Fig. 14.14. Grinzi cu goluri hexagonale în inimă

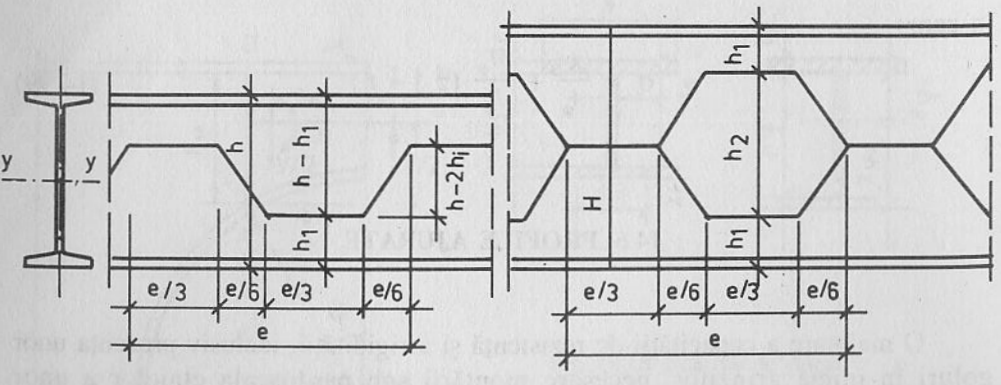


Fig. 14.15. Grinzi cu goluri hexagonale în inimă

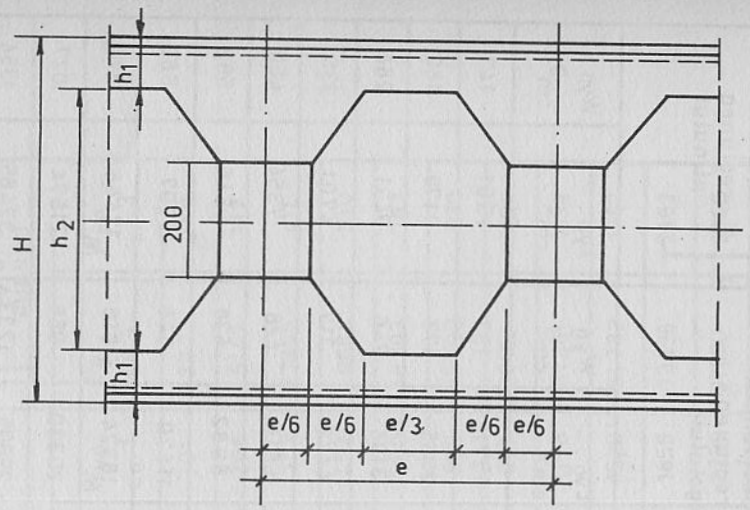


Fig. 14.16. Grinzi cu goluri octogonale în inimă

să fie cel puţin de 90 mm. În vederea unei majorări şi mai importante a capacităţii de rezistenţă, între cele două piese obţinute prin tăiere din profilul I, se pot introduce plăcuţe aşa cum este arătat în figura 14.16. Se obţine astfel profilul ajurat cu goluri octogonale [14.4].

În comparaţia economică a acestor soluţii intervine evident în plus costul operaţiilor de tăiere, asamblare şi sudare. Pentru reducerea acestor costuri sunt realizate instalaţii automate de tăiere şi sudare.

În tabelul 14.1 sunt date caracteristicile secţionale ale profilelor ajurate, cu goluri hexagonale iar în tabelul 14.2 sunt date caracteristicile secţionale ale profilelor cu găuri octogonale. Înălţimile plăcuţelor diferă de la 100 mm la profilele mici, până la 200 mm la cele mari.

14.6.1.1. Verificarea secţiunii. Verificarea secţiunii slăbite la grinzile cu goluri hexagonale, se conduce aşa cum s-a arătat în paragraful 14.6.1, ca la verificarea grinzilor cu goluri dreptunghiulare.

Dacă cele două mărimi statice M şi V sunt maxime în aceeaşi secţiune, ca de exemplu, cazul prezentat în figura 14.17, verificarea grinzii în această secţiune este hotărâtoare.

– Din momentul de încovoiere se determină efortul axial în cele două tălpi

$$N = \pm \cdot \frac{M}{h_z} \qquad (14.100)$$

şi o tensiune uniformă în talpa superioară:

$$\sigma_N = -\frac{N}{A_t}. \qquad (14.101)$$

Tabelul 14.1
Grinzi ajurate cu goluri hexagonale

Profil de bază	Dimensiuni generale					Talpa grinzii					Secțiune în regiunea golului			Secțiune în regiunea plinului	
	H mm	h_1 mm	l mm	h_2 mm	d mm	A_t cm^2	z_1 cm	z_2 cm	I_{yt} cm^4	W_{yt} cm^3	h_z cm	I_{yg} cm^4	W_{yg} cm^3	I_{yp} cm^4	W_{yp} cm^3
14	210	35	270	140	5,7	7,10	0,79	2,71	5	1,8	19,58	1371	131	1501	143
16	230	45	270	140	6,3	9,20	1,03	3,47	9	2,6	20,94	2035	177	2179	189
18	260	50	300	160	6,9	11,14	1,12	3,88	18	4,6	23,76	3195	246	3431	264
20	280	60	360	160	7,5	13,70	1,36	4,64	32	6,9	25,28	4445	317	4701	336
22	320	60	420	200	8,1	15,75	1,37	4,63	36	7,8	29,26	6814	426	7354	460
24	340	70	420	200	8,7	18,85	1,59	5,41	54	10,0	30,82	8982	528	9546	562
26	360	80	420	200	9,4	22,00	1,85	6,15	97	15,8	32,30	11670	648	12297	683
28	400	80	420	240	10,1	24,44	1,84	6,16	102	16,5	36,32	16324	816	17488	874
30	420	90	480	240	10,8	28,02	2,10	6,90	156	22,6	37,80	20330	968	21574	1027
32	480	90	480	300	11,5	30,85	2,11	6,89	166	24,1	43,78	29605	1233	32485	1354
36	540	110	600	320	13,0	39,40	2,58	8,42	372	34,4	48,96	47886	1774	52337	1938
40	580	110	600	360	14,4	45,94	2,62	8,38	376	44,9	52,76	64692	2231	70291	2424

Tabelul 14.2
Grinzi ajurate cu goluri octogonale

Profil de baza I	Dimensiuni generale					Talpa grinzii	Secțiune în regiunea golului			Secțiune în regiunea plinului	
	H mm	h_1 mm	l mm	h_2 mm	d mm		h_z mm	I_{yg} cm^4	W_{yg} cm^3	I_y cm^4	W_{yp} cm^3
14	310	35	270	240	5,7	Aceleași valori din tabelul 11.1	29,52	3116	201	3772	243
16	330	45	270	240	6,3		30,94	4471	268	5147	312
18	360	50	300	260	6,9		33,76	6384	355	7395	411
20	380	60	360	260	7,5		75,28	8590	452	9688	510
22	470	60	420	350	8,1		44,26	15499	660	18393	783
24	490	70	420	350	8,7		45,82	19685	803	22793	930
26	510	80	420	350	9,4		47,30	24804	973	28163	1104
28	550	80	420	370	10,1		51,32	32388	1178	37381	1359
30	620	90	480	440	10,8		57,80	47115	1520	54782	1767
32	680	90	480	500	11,5		63,78	63079	1855	73496	2162
36	740	110	600	520	13,0		68,96	82458	2229	97690	2640
40	780	110	600	560	14,4		72,76	122356	3137	142424	3678

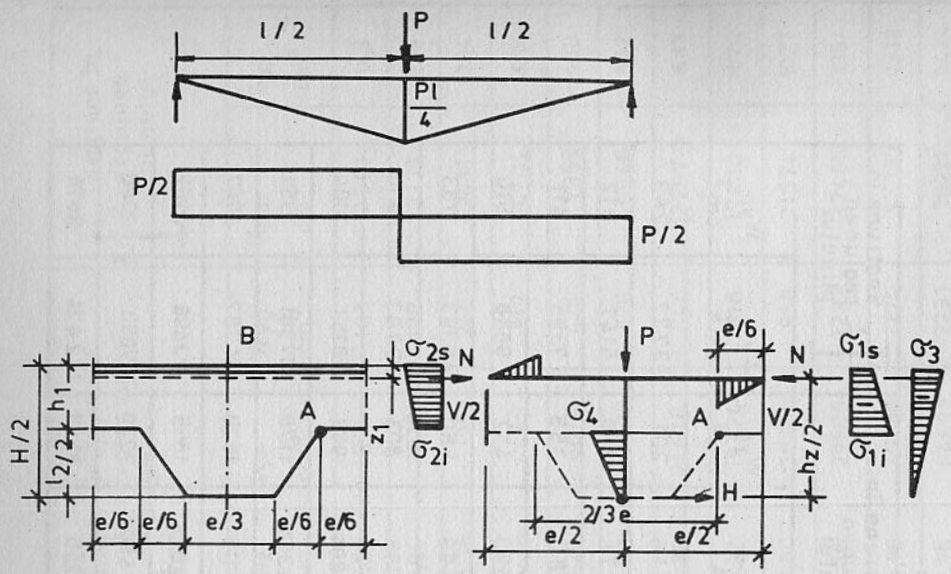


Fig. 14.17. Schema de calcul

– Din forța tăietoare V, repartizată în mod egal pe cele două tălpi ale grinzii, rezultă un moment maxim

$$M_v = \frac{V}{2} \cdot \frac{e}{3} \tag{14.102}$$

și tensiune de compresiune în punctul A (vezi fig. 14.17)

$$\sigma_v = \frac{M_v}{W_{yt\,min}} = \frac{V \cdot e}{6\ W_{yt\,min}}. \tag{14.103}$$

Tensiunea rezultantă în punctul A va fi:

$$\sigma_A = \sigma_N + \sigma_v = \frac{N}{A_z} + \frac{V \cdot e}{6\ W_{yt\,min}} \le R. \tag{14.104}$$

În secțiunea B (secțiune plină)

$$\sigma_B = \frac{M}{W_{yp}} \le R \tag{14.105}$$

$$\tau_B = \frac{M}{A_{ip}} \le R_f \tag{14.106}$$

și rezistența echivalentă

$$\sigma_{ech} = \sqrt{\sigma_B^2 + 3\tau_B^2} \le 1{,}1\ R. \tag{14.107}$$

Sudura de prindere dintre cele două piese trebuie să preia forța de lunecare H, care rezultă din ecuația:

$$H \cdot \frac{h_z}{2} = \frac{V}{2} \cdot e \tag{14.108}$$

$$H = \frac{V \cdot e}{h_z} \le \frac{e}{3}\ t_w \cdot R_f^S. \tag{14.109}$$

Dacă cele două mărimi statice, momentul de încovoiere M și forța tăietoare V, nu sunt maxime în aceiași secțiune, în funcție de variația lor în lungul grinzii se poate determina distanța x față de unul din reazeme, pentru care relația (14.104) conduce la valoarea maximă a tensiunii σ_A.

De exemplu, în cazul unei încărcări uniforme distribuite q, înlocuind în relația:

$$\sigma_A = \frac{M_x}{h_z \cdot A_t} + \frac{V_x \cdot e}{6\ W_{yt\,min}} \tag{14.110}$$

$$M_z = \frac{qL^2}{2}\left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2}\right) \tag{14.111}$$

$$V_x = \frac{qL}{2}\left(1 - \frac{2x}{L}\right) \tag{14.112}$$

rezultă:

$$\sigma_A = \frac{qL^2}{2h_z A_t}\left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2}\right) + \frac{q \cdot L \cdot e}{12\ W_{yt\,min}}\left(1 - \frac{2x}{L}\right). \tag{14.113}$$

Din

$$\frac{d\sigma_A}{dx} = 0 = \frac{qL^2}{2h_z \cdot A_t}\left(\frac{1}{L} - \frac{2x}{L^2}\right) - \frac{q \cdot e}{6\ W_{yt\,min}} \tag{14.114}$$

Rezultă:

$$x = h_z A_t \left[\frac{L}{2h_z A_t} - \frac{e}{6\ W_{yt\,min}}\right]. \tag{14.115}$$

De exemplu, pentru profilul cu H = 420 mm realizat din I 30, cu următoarele date:

L = 800 cm; A_t = 28,02 cm^2; h_z = 37,80 cm; e = 48 cm W_{ytmin} = 22,6 cm^3

rezultă:

$$x = 37{,}8 \times 28{,}02\left[\frac{800}{2 \times 37{,}8 \times 28{,}02} - \frac{48}{6 \times 22{,}6}\right] = 25 \text{ cm}.$$

Pentru acest caz de încărcare rezultă că verificarea secțiunii în primul gol hexagonal de lângă reazem este hotărâtoare. Pentru mărirea capacității de

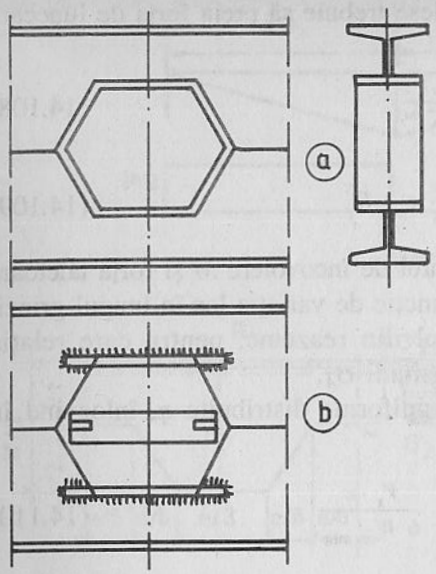


Fig. 14.18. Rigidizarea zonei slăbite

rezistență a grinzii cu goluri, o soluție ar fi de a întări această secțiune slăbită. Soluții de întărire a secțiunii sunt arătate în figura 14.18.

Verificarea secțiunilor cu goluri octogonale se conduce în mod similar.

Inima, profilelor ajurate, este puternic slăbită, motiv pentru care apariția unor fenomene de instabilitate locală trebuie evitată. Dacă se ia în considerație relația (10.1) din STAS 101080-78, prezentată prin relația (14.22) prin care este stabilită valoarea raportului dintre înălțimea și grosimea inimii pentru care

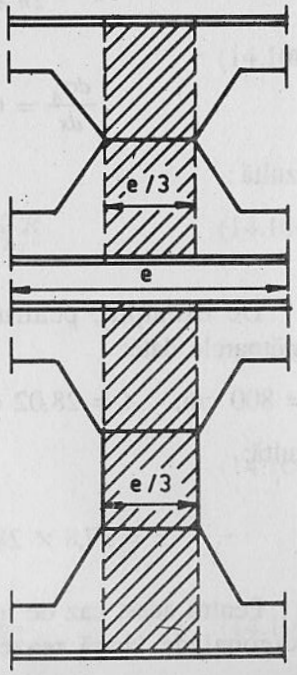


Fig. 14.19. Verificarea stabilității locale

verificarea de stabilitate nu intervine și se ține seama de faptul că la o grindă cu goluri panoul cu lățimea e este acoperit de o inimă cu lățimea egală cu $e/3$, (fig. 14.19) relația (14.22) trebuie înlocuită cu:

$$3\,\frac{h_0}{t_w} < 110\,\sqrt{\frac{210}{R}}\,. \qquad (14.116)$$

În tabelul 14.3 sunt prezentate valorile acestui raport. Rezultă că pentru grinzile cu goluri hexagonale, cu excepția a două profile, criteriul (14.116) este respectat. În schimb la toate profilele cu goluri octogonale condiția (14.116) nu este respectată și secțiunile vor trebui întărite în regiunile cu valori mari ale forțelor tăietoare.

Tabelul 14.3

Profil bază	I 14	I 16	I 18	I 20	I 22	I 24	I 25	I 28	I 30	I 32	I 36	I 40
H	210	230	260	280	320	340	360	400	420	480	540	580
$3\frac{h_0}{d}$	109	100	103	101	108	106	103	107	105	114	113	110
H	310	330	360	380	470	490	510	550	620	680	740	780
$3\frac{h_0}{d}$	155	147	146	141	164	158	151	152	160	166	159	152

14.6.1.2. Verificarea rigidității grinzii. Verificarea rigidității grinzii se poate conduce verificând săgeata maximă cu relația

$$\delta = \frac{5\ M_{\max}\cdot L^2}{48\ E\cdot I_y} \le \delta_a \qquad (14.117)$$

în care :

M_{max} – este valoarea maximă a momentului de încovoiere din încărcările corespunzătoare exploatării normale (valori normate);

I_y – este media aritmetică a momentelor de inerție din secțiunea cu gol și cea plină (tabelele 13.1 și 13.2).

Un calcul mai exact al deformațiilor se poate face ținând seama de efectul forțelor axiale și tăietoare, folosind relația generală

$$\delta = \int \frac{M\cdot\overline{M}}{EI}\,dx + \int \frac{N\cdot\overline{N}}{EA}\,dx + \int \frac{V\cdot\overline{V}}{GA}\,dx\,. \qquad (14.118)$$

În relația (14.118) în afară de efectul încovoierii generale a grinzii din momentul de încovoiere M, este prins și efectul deformațiilor locale a tălpii și montantului. Printr-un calcul numeric prezentat în [14.4] săgeata maximă cu luarea în considerare a deformațiilor locale crește cu 18% față de cea calculată cu relația (14.117).

Din acest motiv se recomandă ca săgeata determinată cu formula (14.117) să fie majorată cu 20%.

14.7. GRINZI CU GOLURI CIRCULARE

Profilul I tăiat cu flacără oxi-gaz, după conturul așa cum este arătat în figura 14.20 a este asamblat cu sudură (fig. 14.20 b), fiind realizată astfel o

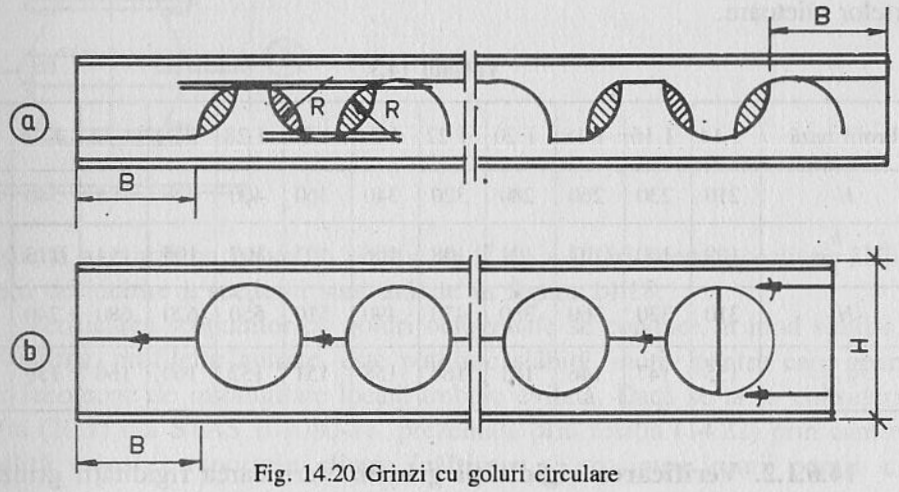


Fig. 14.20 Grinzi cu goluri circulare

grindă cu înălțimea H cu o capacitate de rezistență și rigiditate sporite față de cele ale profilului de bază. O mărire în plus a capacității de rezistență și a rigidității, se obține dacă la asamblarea celor două piese realizate prin tăierea profilului I se introduc plăcuțe, rezultând o grindă cu găuri ovale (fig. 14.21.) [14.5] [14.6] [14.7].

O grindă cu găuri ovale orizontale se poate obține dacă profilul este tăiat cu flacăra oxi-gaz așa cum este arătat în figura 14.22 a și asamblat așa cum rezultă din figura 14.22 b.

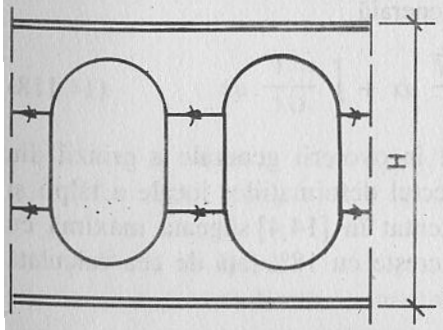


Fig. 14.21. Grinzi cu goluri ovale verticale

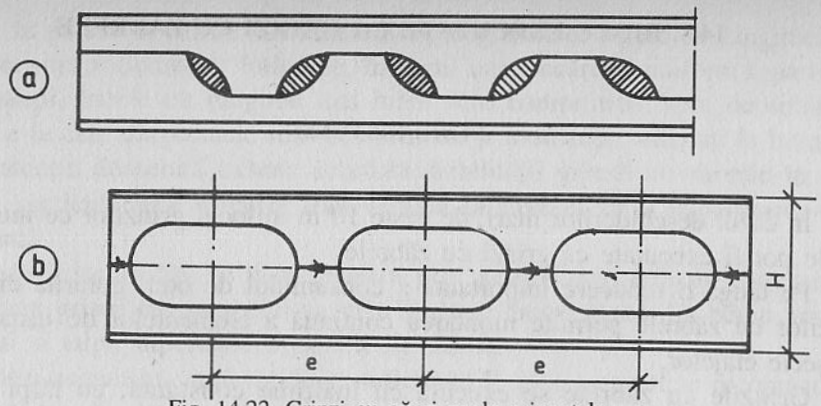


Fig. 14.22. Grinzi cu găuri ovale orizontale

Dimensiunile golurilor și modulul e trebuie astfel alese, încât lungimea sudurilor dintre cele două piese să fie suficientă pentru a prelua forța de lunecare de la nivelul respectiv. Se recomandă ca această sudură de prindere să aibă o lungime de cel puțin 90 mm [14.8] [14.9].

Verificarea secțiunii slăbite se conduce așa cum s-a prezentat în paragraful 14.6.2.

În punctul A (fig. 14.23) unde solicitarea este maximă tensiunea rezultă:

$$\sigma_A = \left(- \frac{N}{A_\varphi} - \frac{M_\varphi}{I_y} z_{\varphi i} \right) \frac{1}{\cos \varphi} \leq R \qquad (14.119)$$

în care:

$$A_\varphi = b \cdot t_f + h_\varphi \cdot t_i$$

cu

$$h_\varphi = h_1 + R\ (1 - \cos \varphi) \qquad (14.120)$$

Ca și în cazul grinzilor cu goluri hexagonale verificarea sudurilor de prindere dintre cele două jumătăți ale grinzii se face la o forță de lunecare H conform relației (14.109).

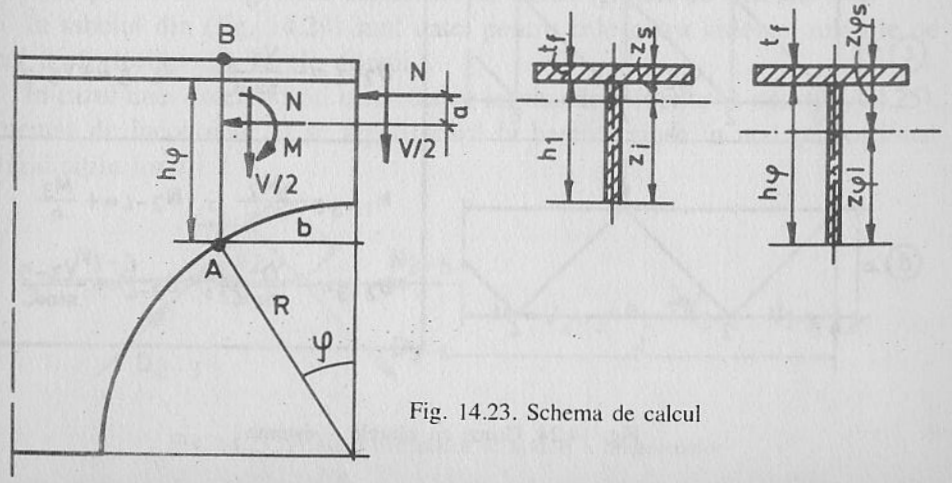


Fig. 14.23. Schema de calcul

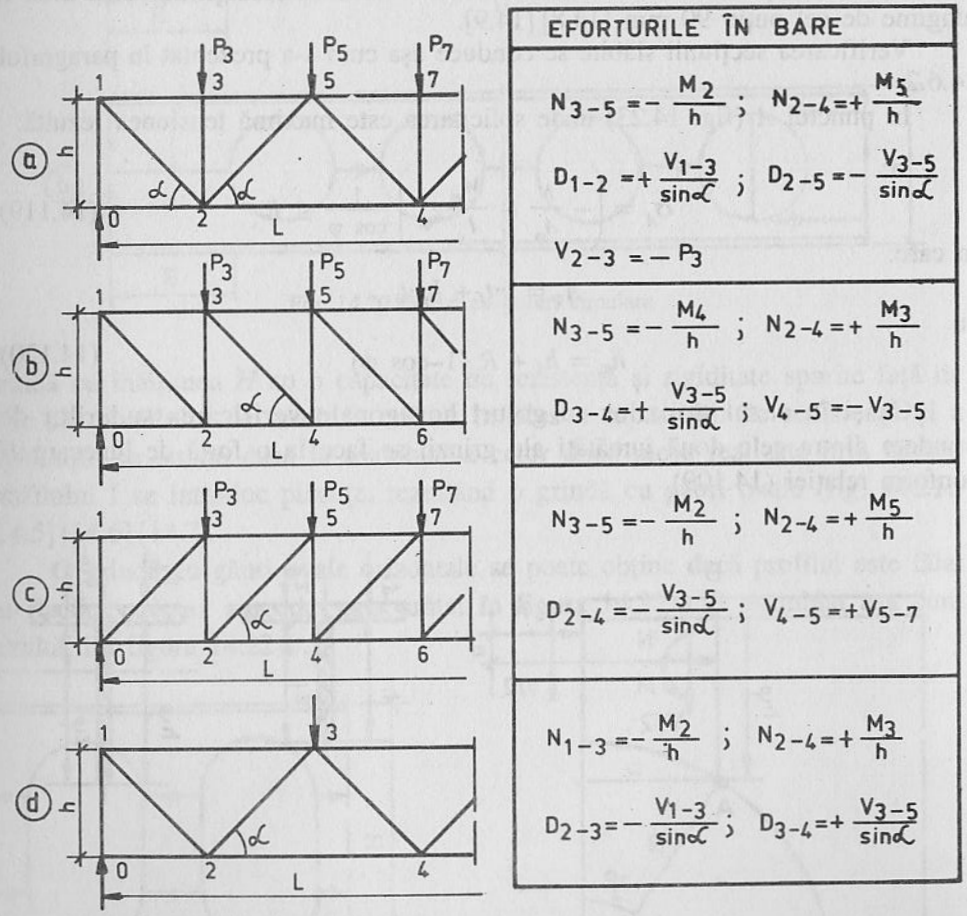
14.8. RIGLE EXECUTATE CA GRINZI CU ZĂBRELE

14.8.1. SISTEME

În cazul deschiderilor mari, de peste 10 m în locul grinzilor cu inimă plină riglele pot fi executate ca grinzi cu zăbrele.

Pe lângă o reducere importantă a consumului de oțel, golurile din planul grinzilor cu zăbrele permite montarea continuă a elementelor de instalații sub planșeele etajelor.

Grinzile cu zăbrele se execută cu înălțime constantă, cu tălpi paralele sistemele de împărțire interioară sunt arătate în figura 14.24. La sistemele *a* și *d* în cazul unei încărcări uniform distribuite, eforturile din diagonale schimbă de



EFORTURILE ÎN BARE

a)
$$N_{3-5} = -\frac{M_2}{h}\ ;\quad N_{2-4} = +\frac{M_5}{h}$$
$$D_{1-2} = +\frac{V_{1-3}}{\sin\alpha}\ ;\quad D_{2-5} = -\frac{V_{3-5}}{\sin\alpha}$$
$$V_{2-3} = -P_3$$

b)
$$N_{3-5} = -\frac{M_4}{h}\ ;\quad N_{2-4} = +\frac{M_3}{h}$$
$$D_{3-4} = +\frac{V_{3-5}}{\sin\alpha}\ ;\quad V_{4-5} = -V_{3-5}$$

c)
$$N_{3-5} = -\frac{M_2}{h}\ ;\quad N_{2-4} = +\frac{M_5}{h}$$
$$D_{2-4} = -\frac{V_{3-5}}{\sin\alpha}\ ;\quad V_{4-5} = +V_{5-7}$$

d)
$$N_{1-3} = -\frac{M_2}{h}\ ;\quad N_{2-4} = +\frac{M_3}{h}$$
$$D_{2-3} = -\frac{V_{1-3}}{\sin\alpha}\ ;\quad D_{3-4} = +\frac{V_{3-5}}{\sin\alpha}$$

Fig. 14.24. Grinzi cu zăbrele – sisteme

semn de la panou la panou. La sistemul *b*, diagonalele, barele cu lungimea cea mai mare, sunt solicitate la întindere, în cazul unei încărcări uniform repartizate, iar montanții, barele cu lungime mai mică sunt comprimați, spre deosebire de sistemul *c* la care diagonalele sunt comprimate și montanții solicitați la întindere.

O atenție deosebită trebuie acordată stabilității grinzii cu zăbrele în afara planului vertical după direcție transversală la nivelul tălpi superioare, talpa comprimată.

Această stabilizare se poate realiza prin grinzi longitudinale care sunt în același timp grinzi ale plașeului și, prin legături dintre placa din beton armat a planșeului și talpa superioară a grinzii cu zăbrele.

Pentru asigurarea unei rigidități suficiente în plan vertical se recomandă ca raportul dintre deschiderea L și înălțimea grinzii H, să nu depășească valoarea 7÷8 maximum 10.

14.8.2. DETERMINAREA EFORTURILOR DIN BARELE GRINZII CU ZĂBRELE

Pentru determinarea eforturilor în barele grinzii cu zăbrele, în cazul când efectul încărcărilor este concentrat în noduri și axele barelor sunt centrate în nodul teoretic, nodurile pot fi considerate ca articulații perfecte. Datorită rigidității mari pe care sistemele cu zăbrele o au în comparație cu sistemele formate din bare care lucrează la încovoierea, folosirea teoriei calculului de ordinul I este suficientă.

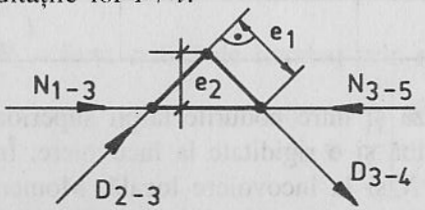
Pentru determinarea eforturilor în bare, în cazul sistemelor static determinate, poate fi folosită una dintre următarele metode de calcul:

- metoda grafică (Cremona);
- metoda echilibrării nodurilor;
- metoda secțiunilor (metoda Ritter)..

În cazul sistemelor exterior static nedeterminate (grinzi dublu încastrate, grinzi continue etc.), după ridicarea nedeterminării statice, aceeași metodă poate fi folosită pentru determinarea eforturilor în barele grinzii cu zăbrele.

În tabelul din (fig. 14.24) sunt date, pentru cele patru sisteme, relațiile de calcul a eforturilor din barele grinzii.

În cazul unei excentricități constructive inevitabile a barelor în nod (fig. 14.25), momentul de încovoiere M se repartizează la barele prinse în nod proporțional cu rigiditățile lor I / l.



$$M = D_{2-3} \cdot e_1 = (N_{3-5} - N_{1-3})\, e_2$$

Fig. 14.25. Prinderi excentrice în noduri a diagonalelor

14.8.3. VERIFICAREA SECȚIUNII TRANSVERSALE A BARELOR (DUPĂ STAS ȘI EUROCODE)

1. Barele solicitate la eforturi de întindere se verifică cu relația:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A_{net}} \leq R. \qquad (14.121)$$

În cazul structurilor sudate secțiunile barelor nu sunt slăbite, deci $A_{net} = A$.

2. Barele solicitate la eforturi de compresiune se verifică cu relația:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{\chi A} \leq R \qquad (14.122)$$

în care valoarea coeficienților de reducere la flambaj χ se ia din tabelul 13.5 în funcție de forma secțiunii transversale a barei (tabelul 13.6) și de coeficientul de zvelțe redus $\bar{\lambda}$, care rezultă din relația (13.10)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta)^{0.5}$$

în care coeficientul de zvelțe λ al barei este cea mai mare valoare dintre rapoartele l_{fy}/ i_y și l_{fz}/ i_z iar λ_1 din relația (13.11)

$\beta = 1$ – pentru secțiuni din clasele 1, 2 și 3;
$\beta = A_{eff} / A$ – pentru secțiuni din clasa 4.

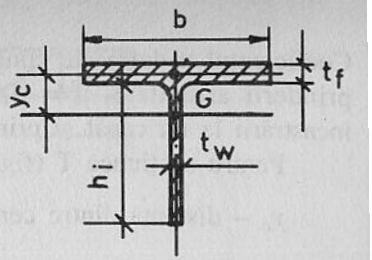
Lungimile de flambaj față de axele y–y (în planul grinzii) și z–z transversal pe planul grinzii, pot fi luate din tabelul 14.4 (l este lungimea elementului între nodurile teoretice, l_1 distanța dintre nodurile fixate în sens transversal).

Tabelul 14. 4

Direcția de flambaj	Elementul		
	Talpă	Diagonala și montatul de reazem	Celelalte bare
În planul grinzii	l	l	0,8
Transversal planului grinzii	l_1	l	l

3. În caz că încărcările acționează și între nodurile tălpii superioare ale grinzii, secțiunile acestora trebuie să aibă și o rigiditate la încovoiere. În acest caz bara va fi solicitată la efort axial N și la încovoiere locală. Momentul de încovoiere se calculează considerând talpa ca o grindă continuă pe reazeme elastice, pentru care în panourile curente se va lua $M = 0{,}8\ M_0$, unde M_0 este

Fig. 14.26. Secțiune T



momentul de încovoiere calculat ca pentru o grindă simplă rezemată cu deschiderea egală cu distanța dintre noduri. În panoul final se va lua $M = 0{,}9M_0$, Verificarea se face cu relația:

$$\sigma = \frac{N}{\chi A} + \frac{M}{W_c} \leq R. \qquad (14.123)$$

Modulul de rezistență se calculează față de fibra superioară a secțiunii în care cele două eforturi N și M dau solicitări de compresiune.

Secțiunile de tipul T sau TT (fig. 14.26) trebuie verificate cu cea mai mare valoare a coeficientului de zvelțe (flambaj prin încovoiere față de axa y–y) sau (flambaj prin încovoiere – răsucire față de axa z–z)

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{c_y}\ ;\quad \lambda_{tr} = \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}} \qquad (14.124)$$

în care:

A – este secțiunea transversală a barei;
N_{cr} – este forța critică axială de flambaj prin încovoiere – răsucire, care rezultă din relația

$$N_{cr} = \frac{1}{\left(1 - \frac{y_c^2}{i_c^2}\right)} \left[N_i + N_t - \sqrt{(N_i + N_t)^2 - 4\left(1 - \frac{y_c^2}{i_c^2}\right) N_i \cdot N_t} \right] \qquad (14.125)$$

în care:

N_i – forța critică de flambaj prin încovoiere față de axa $z - z$ și egală cu:

$$N_i = \frac{\pi^2 E I_z}{(\mu l)^2} \qquad (14.126)$$

N_r – forța critică de flambaj prin răsucire și egală cu:

$$N_t = \frac{1}{i_c^2} \left[\frac{\pi^2 E I \omega}{(\mu l)^2} + G I_t \right] \qquad (14.127)$$

cu:

$$i_c^2 = i_p^2 + y_c^2 \quad \text{și} \quad i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$$

oeficientul μ defineşte condiţiile de rezemare ale barei şi se ia μ = 1 în cazul rinderii articulate, μ = 0,5 în cazul prinderii încastrate, μ = 0,7 în cazul ıcastrării la un capăt şi prinderii articulate la celălalt.

Pentru secţiunea T (fig. 14.16 a) se poate considera:

y_c – distanţa dintre centrul de răsucire şi centrul de greutate al secţiuni

$$y_c = \frac{h_i \cdot t_w}{2A}(h_i + t_f) \qquad (14.128)$$

I_ω – momentul de inerţie sectorial

$$I_\omega = \frac{(b_f \cdot t_f)^3}{144} + \frac{\left[\left(h_i + \frac{t_f}{2}\right) t_w\right]^3}{26} \qquad (14.129)$$

u :

h_i şi t_w – înălţimea şi grosimea inimii

b_f şi t_f – lăţimea şi grosimea tălpii

14.8.4. ALEGEREA SECŢIUNILOR ŞI ALCĂTUIREA NODURILOR

Forma şi dimensiunile secţiunii transversale a barelor componente ale unei rinzi cu zăbrele se aleg în funcţie de mărimea forţelor axiale N din bare şi a nor momente de încovoiere în cazul unor încărcări directe între nodurile grinzii. ecţiunile trebuie să fie simetrice faţă de planul grinzii, să aibă o rigiditate ıficientă pentru a fi împiedicate deformaţiile barelor în timpul transportului şi montaj.

Pentru solicitări axiale sub 1000 kN secţiunile se vor alcătui sub forma lementelor cu un perete, numai pentru eforturi mari pot fi folosite şi secţiuni u doi pereţi la care prinderile în noduri se fac cu câte două gusee.

În figura 14.27 sunt arătate tipuri de secţiuni pentru grinzile cu un perete *a–h*) şi tipuri de secţiuni pentru grinzile cu doi pereţi (*i–m*).

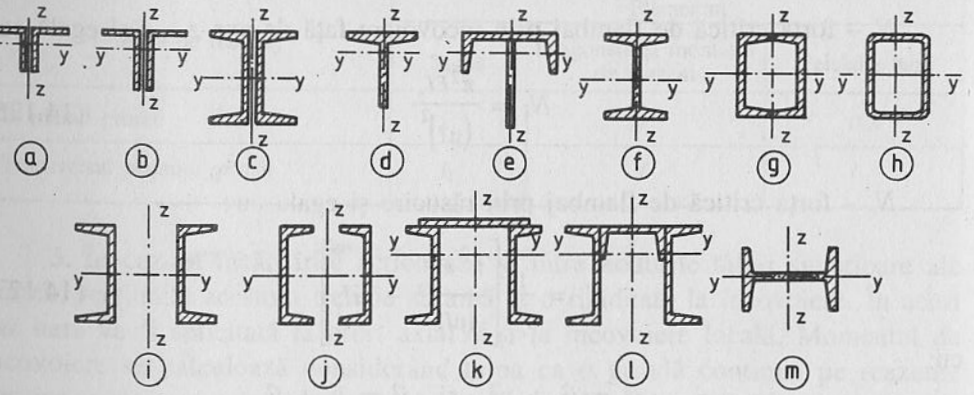


Fig. 14.27. Tipuri de secţiuni

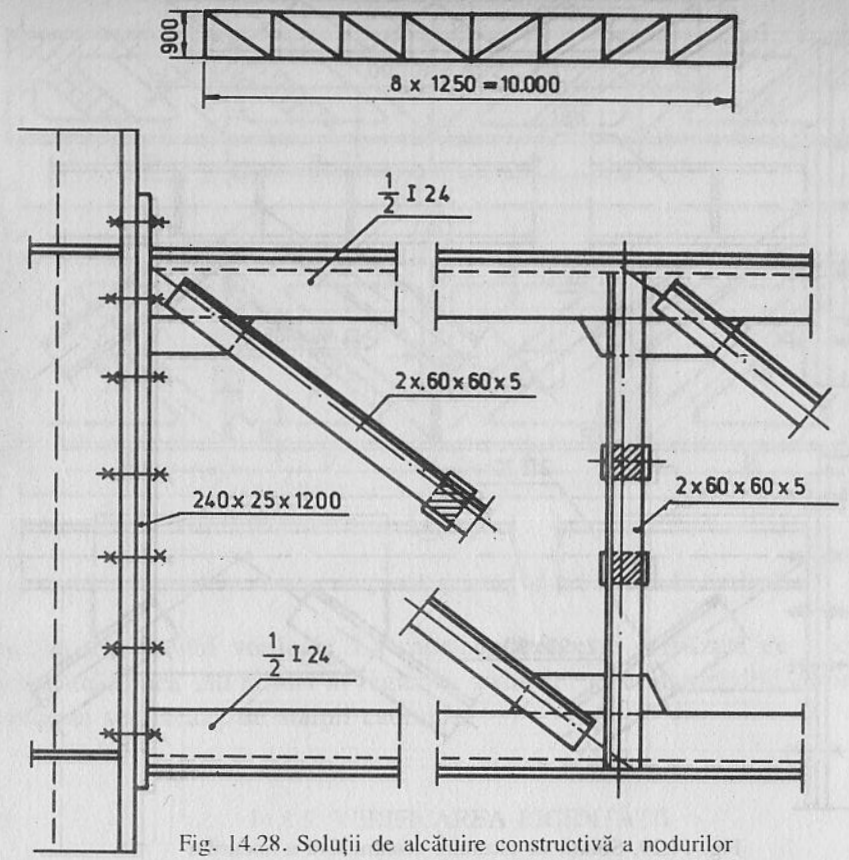


Fig. 14.28. Soluţii de alcătuire constructivă a nodurilor

Grosimea guseelor este în funcţie de mărimea efortului din barele intermediare (diagonale şi montanţi) şi este de 6–8 mm pentru eforturi axiale de până la 200 kN şi 10–12 mm pentru eforturi axiale de până la 500 kN. Pentru eforturi mai mari trebuie să se recurgă la grinzile cu doi pereţi. Secţiunile formate din două elemente distanţate cu grosimea guseelor (secţiunile *a*, *b*, *c*), trebuie să fie solidarizate între noduri cu plăcuţe de legătură. În cazul barelor solicitate la întindere, distanţa dintre axele plăcuţelor de solidarizare nu trebuie să depăşească 80 $i_{min.}$, în care $i_{min.}$, este raza de giraţie paralelă cu planul solidarizării a unui singur element. În cazul barelor solicitate la compresiune, distanţa dintre axele plăcuţelor de solidarizare nu trebuie să depăşească 40 $i_{min.}$ şi pe distanţa dintre două noduri să fie prevăzute cel puţin două plăcuţe de solidarizare, aşezate la treimea lungimii. În aceste situaţii secţiunile formate din două elemente puţin distanţate pot fi tratate ca secţiuni unitare.

Soluţii de alcătuirea nodurilor grinzilor cu zăbrele sunt arătate comparativ pentru aceeaşi grindă în figurile 14.28 şi 14.29.

În toate soluţiile grinda cu zăbrele este prevăzută la capete cu o placă cu grosimea mare pe toată înălţimea, prin care grinda se prinde de stâlp realizându-se încastrarea riglei de stâlp.

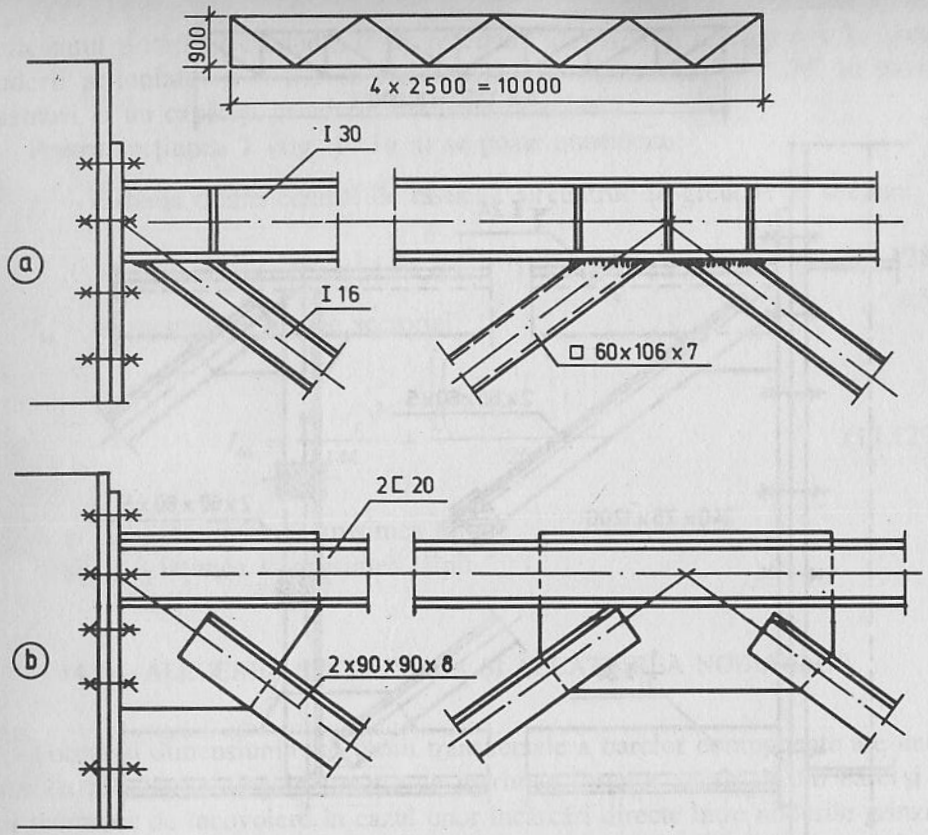


Fig. 14.29. Soluții de alcătuire constructivă a nodurilor

La soluția din figura 14.28 tălpile grinzii sunt alcătuite din profile T obținute prin tăierea la jumătate a profilelor laminate. Pentru prinderea în noduri a diagonalelor și montanților sunt necesare mici completări cu gusee sudate prin cusături în adâncime de inima profilelor T.

În figura 14.29 sunt arătate două soluții de alcătuire a barelor și nodurilor. La soluția din figura 14.29 a tălpile și diagonalele solicitate la întindere sunt realizate din profile dublu T, iar diagonalele comprimate din profile tubulare dreptunghiulare. Prinderea în noduri este directă, fără gusee ceea ce simplifică mult execuția. La soluția din figura 14.29 b, tălpile sunt realizate din câte două profile (distanțate cu grosimea guseelor), iar diagonalele din câte două corniere cu aripi egale.

Prinderea în noduri a diagonalelor și montanților se face prin intermediul guseelor.

O soluție interesantă de grindă ajurată cu zăbrele este realizată prin tăierea profilului laminat așa cum este arătat în figura 14.30 a și asamblată prin sudură așa cum este arătat în figura 14.30 b [14.10]. Pentru completarea montanților sunt necesare mici plăci de formă dreptunghiulară, care provin din resturile rămase după tăierea profilului laminat. Dacă este necesar, secțiunile montanților sunt

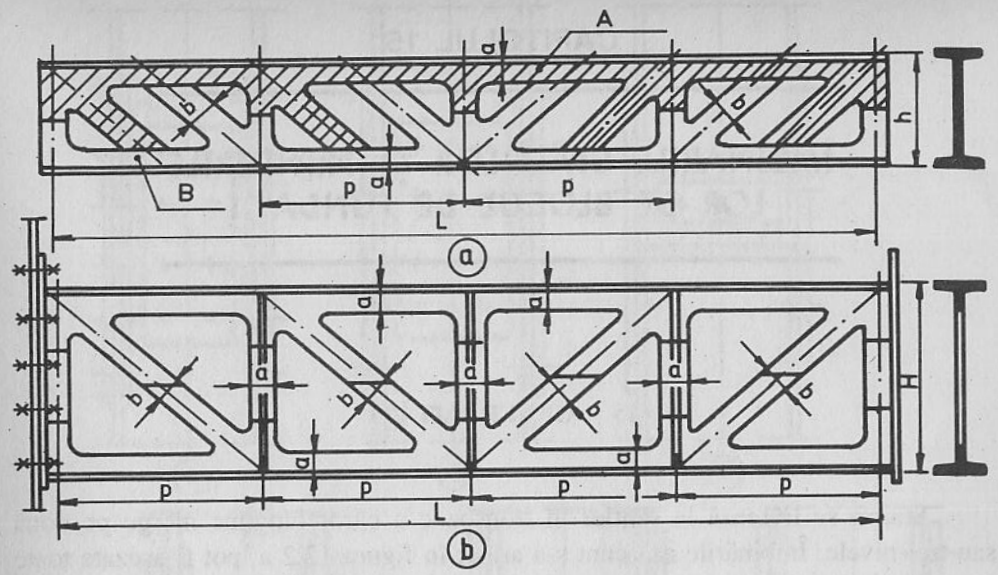


Fig. 14.30. Soluție de grindă ajurată obținută din profil dublu T

rigidizate cu nervuri verticale. La capete grinda este prevăzută cu plăci groase pe toată înălțimea sau numai în regiunea nodurilor prin intermediul cărora grinda cu zăbrele se fixează de stâlpii cadrului.

14.8.5. VERIFICAREA RIGIDITĂȚII

Verificarea rigidității riglei executate ca grindă cu zăbrele, se face prin compararea săgeții maxime din combinația de stare limită a exploatării normale cu săgeata admisă (precizată în capitolul 7, tabelul 7.1).

Săgeata maximă rezultă din:

$$\delta_{max} = \sum \frac{N \cdot \overline{N}_1}{EA} l \qquad (14.130)$$

în care:

N – eforturile axiale din bare din încărcarea normată;

$\overline{N}_1$ – eforturile axiale din bare din forța $P = 1$, care acționează în secțiunea și după direcția verticală;

l și A – lungimea și secțiunea transversală a fiecărei bare.

Pentru simplificare suma din (14.130) se poate restrânge numai la considerarea eforturilor din cele două tălpi ale grinzii.

CAPITOLUL 15

ÎMBINĂRILE STÂLPILOR ȘI PRINDERILE LOR DE BLOCUL DE FUNDAȚII

15.1. GENERALITĂȚI

Stâlpii se livrează la șantier în tronsoane a căror lungime merge pe două sau trei nivele. Îmbinările așa cum s-a arătat în figura 13.2 a, pot fi așezate toate la același nivel sau pot fi decalate la nivele diferite (fig. 13.2 b).

Pentru a asigura condiții bune de lucru la executarea îmbinărilor, se recomandă ca acestea să fie plasate la 0,6–1,0 m deasupra planșeului deja montat. Această soluție are și avantajul că plasează îmbinarea într-o secțiune cu solicitarea din încovoiere mai redusă.

Capetele stâlpilor trebuie să fie perfect plane și perpendiculare pe axa longitudinală a stâlpului. Această condiție se realizează prin prelucrarea mecanică a suprafețelor frontale cu o mașină specială de frezat cu ax orizontal. În aceste condiții solicitările de compresiune de la transonul superior la cel inferior se transmit direct prin suprafața de contact, elementele de îmbinare având rolul de a asigura continuitatea rigidităților față de cele două axe ale secțiunii, să împiedice deplasările unui element față de altul și să preia eventuale eforturi de întindere accidentale. În cazul că nu se realizează contactul sigur între cele două suprafețe de capăt, elementele îmbinării trebuie să fie capabile de a transmite solicitările din secțiune, inclusiv momentele datorate unor excentricități impuse constructiv, unor imperfecțiuni inițiale și deformațiilor de ordinul II.

Îmbinările pot fi executate cu șuruburi (fig. 15.1) sau sudate (fig. 15.2) [15.1] [15.2].

În figurile 15.1 a, b și c sunt arătate trei soluții constructive, pentru cazul când înălțimile secțiunilor celor două tronsoane de stâlp sunt aceleași. Soluția 15.1 a, cu eclise pe ambele fețe ale stâlpilor, are avantajul că șuruburile de prindere lucrează la dublă forfecare. Soluția 15.1 c, la care la tronsonul inferior a fost sudată din atelier o placă și la care, după sudare, suprafața plăcii a fost prelucrată mecanic prin frezare, are avantajul unei așezări și fixări mai simple a tronsonului superior la montaj.

Soluțiile constructive prezentate în figurile 15.1 d, e și f se referă la cazul când înălțimile secțiunilor celor două tronsoane diferă.

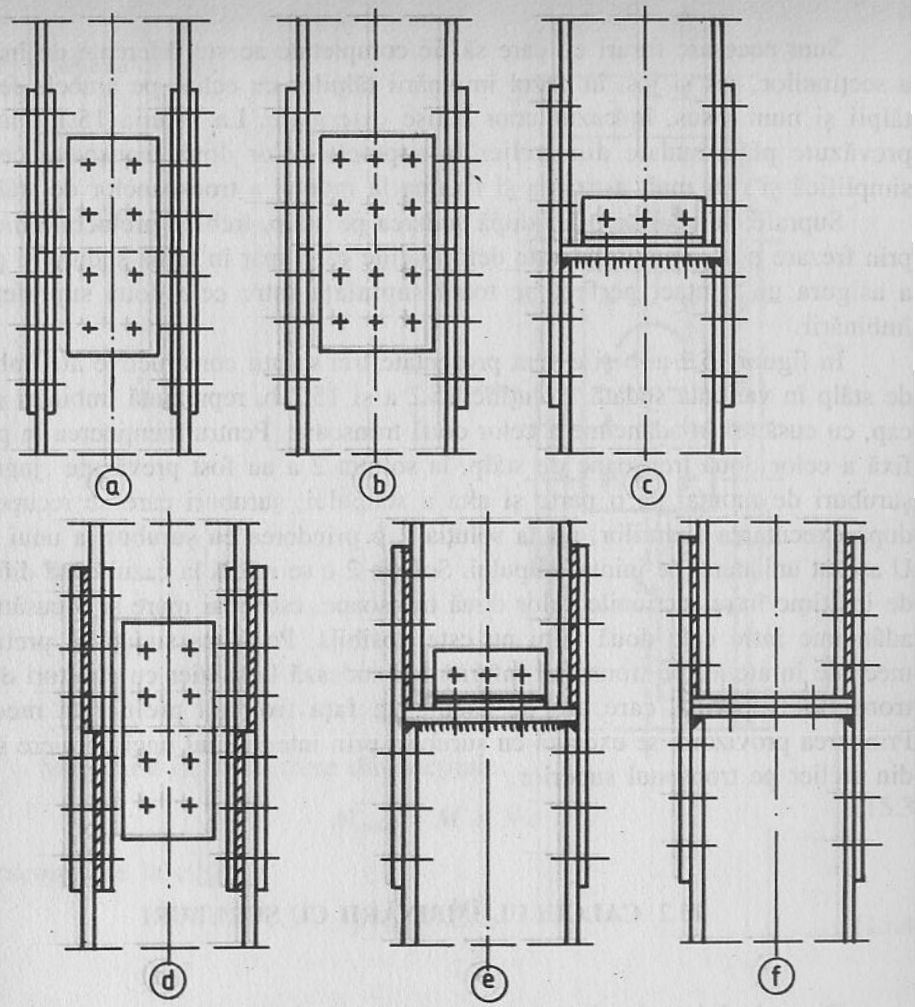


Fig. 15.1. Îmbinare cu șuruburi

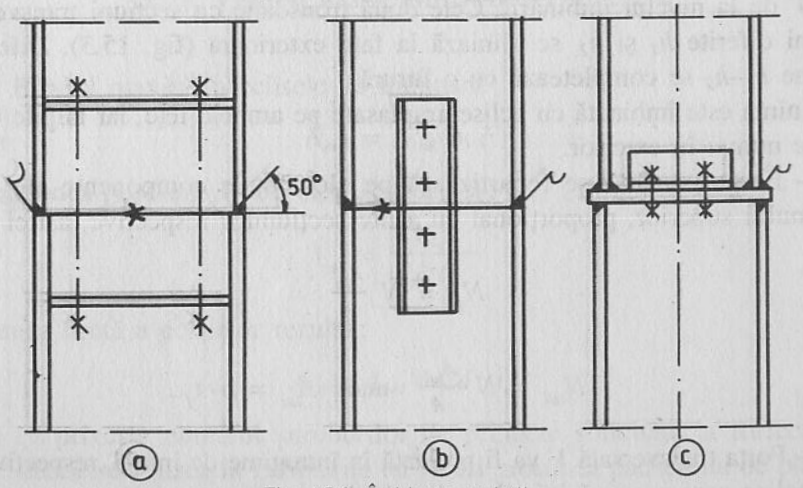


Fig. 15.2. Îmbinare sudată

Sunt necesare fururi cu care să fie completate aceste diferenţe de înălţime a secţiunilor, sus şi jos, în cazul îmbinării tălpilor cu eclise pe ambele feţe ale tălpii şi numai sus, în cazul unor eclise exterioare. La soluţia 15.1 f au fost prevăzute plăci sudate din atelier în capetele celor două tronsoane ceea ce simplifică şi mai mult aşezarea şi fixarea la montaj a tronsoanelor de stâlpi.

Suprafeţele acestor plăci după sudarea pe stâlp, trebuie prelucrate mecanic prin frezare pentru a fi înlăturate deformaţiile care apar în urma sudurii şi pentru a asigura un contact perfect pe toată suprafaţa între cele două suprafeţe ale îmbinării.

În figura 15.2 a, b şi c sunt prezentate trei soluţii constructive ale îmbinării de stâlp în varianta sudată. Soluţiile 15.2 a şi 15.2 b, reprezintă îmbinări cap la cap, cu cusături în adâncime a celor două tronsoane. Pentru menţinerea în poziţie fixă a celor două tronsoane de stâlp, la soluţia 2 a au fost prevăzute juguri cu şuruburi de montaj pe o parte şi alta a stâlpului, şuruburi care se recuperează după executarea sudurilor, iar la soluţia 2 b prinderea cu şuruburi a unui profil U aşezat unilateral pe inima stâlpului. Soluţia 2 c se referă la cazul când diferenţa de înălţime între secţiunile celor două tronsoane, este mai mare şi o cusătură în adâncime între cele două tălpi nu este posibilă. Pe placa sudată şi prelucrată mecanic în atelier pe tronsonul inferior, se sudează la şantier cu cusături de colţ tronsonul superior, care are de asemenea faţa frontală prelucrată mecanic. Prinderea provizorie se execută cu şuruburi prin intermediul unei corniere sudată din atelier pe tronsonul superior.

15.2. CALCULUL ÎMBINĂRII CU ŞURUBURI

Din calculul static al structurii se cunosc valorile eforturilor secţionale M, N, şi V de la nivelul îmbinării. Cele două tronsoane cu secţiuni transversale cu înălţimi diferite h_1 şi h_2, se aliniază la faţa exterioară (fig. 15.3). Diferenţa de înălţime h_1–h_2 se completează cu o furură.

Inima este îmbinată cu eclise amplasate pe ambele feţe, iar tălpile cu eclise aşezate numai în exterior.

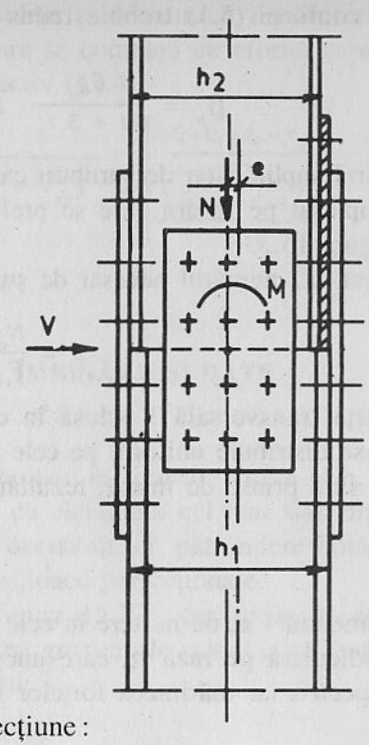
– Forţa axială N se repartizează pe elementele componente ale secţiunii tronsonului superior, proporţional cu ariile secţiunilor respective, astfel:

$$N_{in} = N \frac{A_{in}}{A} \tag{15.1}$$

$$N_{tal} = N \frac{A_{tal}}{A} \quad \text{unde} \quad A_{tal} = b \cdot t_f . \tag{15.2}$$

– Forţa transversală V va fi preluată în întregime de inimă, respectiv de cele două eclise care acoperă inimile celor două tronsoane.

Fig. 15.3. Schema de calcul



– Momentul de încovoiere din secţiune:

$$M_{total} = M + N \cdot e \tag{15.3}$$

se descompune în cuplul:

$$F = \pm \frac{M_{tot}}{h_1} . \tag{15.4}$$

15.2.1. VERIFICAREA ÎMBINĂRII TĂLPILOR

a) Efortul maxim în eclisele de îmbinare

$$N_{ecl.} = N_{tal.} + F \tag{15.5}$$

Secţiunea necesară a ecliselor A_{net} rezultă:

$$A_{net} = \frac{N_{ecl}}{f_y / \gamma_{Mc}} \tag{15.6}$$

şi secţiunea brută a ecliselor rezultă:

$$A_{br} = A_{net} + 2d \cdot t_e \tag{15.7}$$

În ce priveşte numărul şuruburilor de prindere solicitate la forfecare sau presiune diametrală, dacă la îmbinările cu fururi grosimea pachetului de platbande t_p depăşeşte o treime din diametrul şurubului, efortul capabil al şurubului

determinat conform (5.1) trebuie redus cu factorul β_P care se determină din relația:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3\,t_p} \quad \text{cu condiția} \quad \beta \leq 1 \tag{15.8}$$

Numărul suplimentar de șuruburi care rezultă prin reducerea cu factorul β_P poate fi amplasat pe furura care se prelungește dincolo de eclisă așa cum s-a arătat în figura 15.3.

În acest caz numărul necesar de șuruburi rezultă din relația:

$$n = \frac{N_{ecl}}{F_{vRd}}. \tag{15.9}$$

b) Forța transversală V adusă în centrul de greutate al îmbinării inimii (fig. 15.4), se distribuie uniform pe cele n șuruburi cu care eclisele de acoperire a îmbinării sunt prinse de inimă, rezultând în fiecare șurub o forță orizontală:

$$V_1 = \frac{V}{n} \tag{15.10}$$

în plus, momentul $V.e$, dă naștere în cele n șuruburi la forțele F_1 a căror direcție este perpendiculară pe raza η, care unește centrul de greutate al îmbinării cu șurubul respectiv, iar mărimeea forțelor F_i rezultă din relația:

$$F_i = V \cdot e \frac{\eta_i}{\sum_1^n \eta_i^2} \tag{15.11}$$

Aceste forțe F_i din fiecare șurub pot fi descompuse într-o componentă orizontală $F_{iy} = F_i \cos \alpha$ și o componentă verticală $F_{iz} = F_i \sin \alpha$.

– Din forța axială N, forța care revine inimii N_{in}, relația (15.1) se repartizează de asemenea uniform pe cele n șuruburi, rezultând în fiecare șurub un efort vertical N_N a cărui valoare este:

$$N_N = \frac{N_{in}}{n}. \tag{15.12}$$

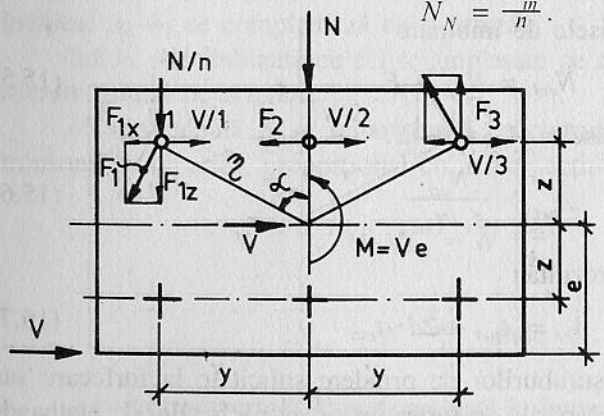


Fig. 15.4. Îmbinare de inimă

Cele trei efecte, ținând seama evident și de semnul fiecărui efort parțial, se compun într-un efort rezultat F_{rez}, care se compară cu efortul capabil al unui șurub determinat cu relația (12.1) respectiv (12.4).

$$N_{rez} = \sqrt{(N_N + F_{iz})^2 + (V_1 - F_{iv})^2} \leq \begin{cases} \dfrac{2 \cdot 0{,}9 A_b \cdot f_{ub}}{1{,}25} \\ \dfrac{2{,}50\ \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u}{1{,}25} \end{cases} \tag{15.13}$$

15.3. VERIFICAREA ÎMBINĂRII SUDATE

Îmbinările sudate cap la cap, prezentate în figurile 15.2 a și b, nu implică alte verificări, fiind de egală rezistență cu elementul cel mai slab din îmbinare. Condiția este ca toate sudurile să fie executate cu pătrundere completă și cu resudarea rădăcinilor și controlate cu mijloace perfecționate.

În cazul îmbinări prezentată în figura 15.2 c, cusăturile de colț atât ale tălpilor cât și de pe inimă, trebuie să aibă grosimi de calcul a cel puțin egale cu grosimile pereților pe care sunt executate.

15.4. PRINDEREA STÂLPULUI DE BLOCUL DE FUNDAȚIE

Prinderea stâlpului de blocul de fundație poate să fie articulată sau încastrată.

15.4.1. PRINDERE ARTICULATĂ

În cazul prinderii articulate a stâlpului de fundație, prin placa de bază a stâlpului se transmite o forță de compresiune axială N și o forță orizontală H.

Placa de bază trebue să aibă o grosime corespunzătoare, care să asigure repartizarea uniformă a eforturilor de compresiune din stâlp pe o suprafață de reazem, astfel ca să nu fie depășită rezistența f_j a stratului de mortar, care formează rostul dintre placa de bază și blocul de fundație.

Rezistența f_j în stratul de mortar dintre placa de bază și fundație nu trebuie să depășească valoarea:

$$f_j \leq \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} \tag{15.14}$$

să depășească rezistența stratului de mortar f_j. Porțiunile în consolă ale plăcii de bază c nu trebuie să depășească valoarea:

$$c = t\left[\frac{f_y}{3f_j \cdot \gamma_{M0}}\right]^{0,5} \qquad (15.20)$$

în care:

t – este grosimea plăcii de bază;

f_y – este limita de curgere a oțelului din care este executată placa de bază.

În funcție de c, care reprezintă deschiderea în consolă a plăcii de bază (fig. 15.6 a), grosimea t a plăcii de bază se poate determina din relația (15.20).

Dacă marginea plăcii de bază depășește c (fig. 15.6 b), surplusul în lățimea plăcii, hașurat în figură, va fi neglijat.

Placa de bază trebuie să fie prinsă de blocul de fundație cu șuruburi de ancoraj înglobate în beton, executate din tije din oțel rotund cu cioc (sau cu o placă tip rondea) (fig. 15.7). Pentru transmiterea forței orizontale transversale de la nivelul prinderii cu blocul de fundație, se poate conta pe rezistența la forfecare a șuruburilor de ancoraj, sau în cazul eforturilor transversale mai mici pe frecarea

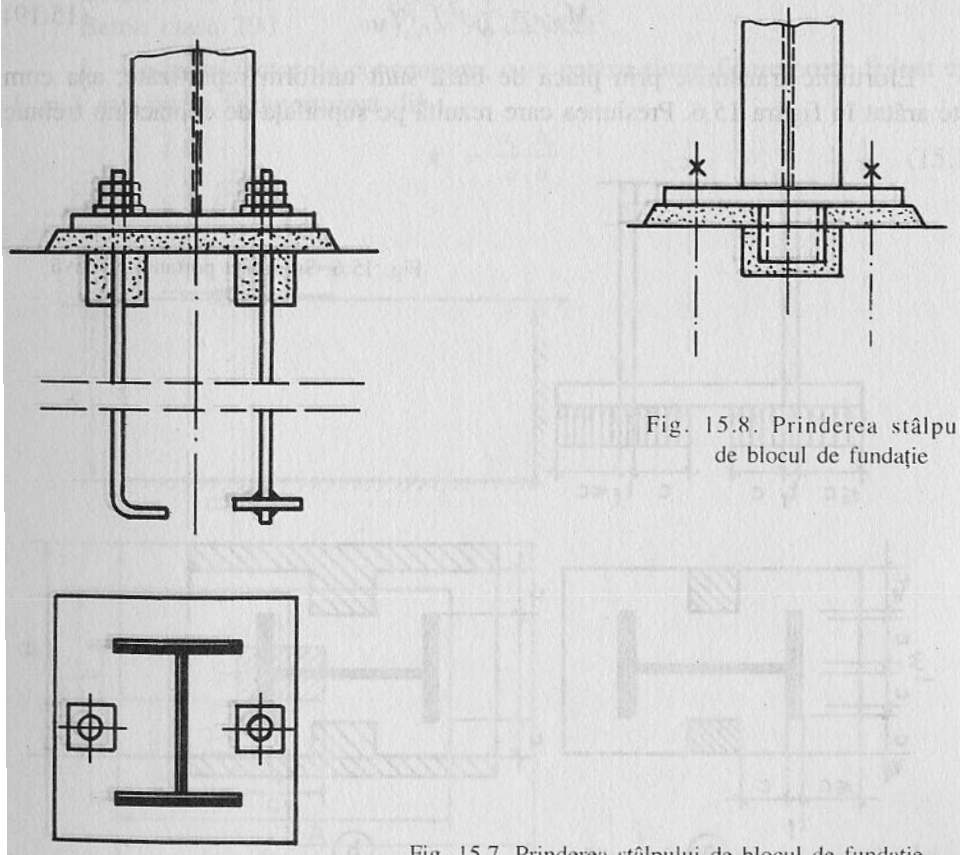


Fig. 15.7. Prinderea stâlpului de blocul de fundație

Fig. 15.8. Prinderea stâlpului de blocul de fundație

dintre placa de bază și fundație sau prin elemente speciale de tipul unor dopuri sudate pe fața inferioară a plăci de bază, care pătrund pe o anumită adâncime în blocul de fundație (fig. 15.8).

Lungimea de ancorare a șurubului în blocul de beton se determină din condiția ca forța de adeziune a betonului de șurub să fie cel puțin egală cu efortul capabil la întindere al șurubului. Se ajunge la o lungime de ancorare $L = 50$ d.

15.4.2. PRINDEREA ÎNCASTRATĂ

În secțiunea de prindere a stâlpului de fundație, în afară de forța axială N și forța transversală H, intervine și momentul de încastrare M.

Prinderea stâlpului de fundație se realizează printr-o placă de bază, a cărui grosime trebuie să fie suficientă pentru a asigura repartizarea presiunilor pe betonul de fundație, iar dimensiunile L, lungimea și B lățimea, plăcii de bază trebuie să fie suficiente pentru ca, presiunea maximă pe beton să nu depășească valoarea admisă în funcție de calitatea betonului de fundație.

Dacă valoarea raportului $e = \frac{M}{N}$ este mai mică decât $L/6$, înseamnă că rezultanta celor două solicitări cade în interiorul sâmburelui central și deci prin placa de bază, pe toată suprafața ei, vor fi exercitate presiuni pe blocul de fundație.

Dacă $e > L/6$, numai pe o parte din suprafața plăcii de bază vor fi exercitate presiuni asupra blocului de fundație. Cealaltă parte a plăcii având tendința să se ridice, sunt necesare șuruburi de ancoraj.

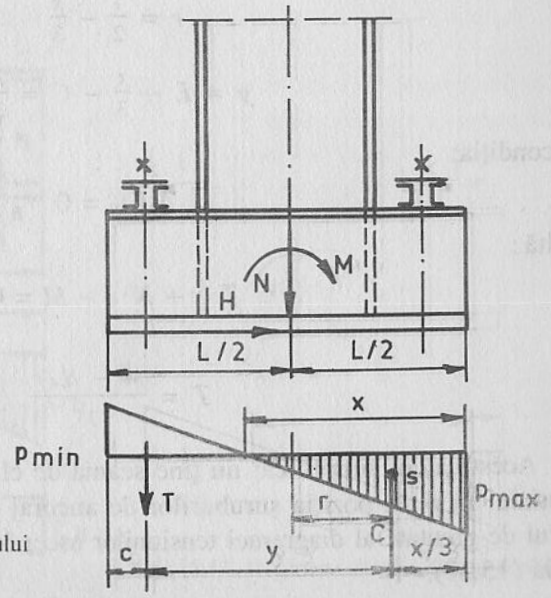


Fig. 15.9. Prindere incastrată a stâlpului de blocul de fundație

Pentru secțiunea de contact placă de bază–bloc de fundație, admițând că secțiunea rămâne plană și după deformație și considerând cele două materiale, oțelul și betonul, cu calități elastice identice, se pot determina tensiunile la marginile plăcii (fig. 15.9) din relațiile (15.21) și (15.22)

$$\max p = \frac{N}{L \cdot B} + \frac{6M}{BL^2} \tag{15.21}$$

$$\min p = \frac{N}{L \cdot B} - \frac{6M}{B \cdot L^2} \tag{15.22}$$

cu condiția ca $\max p \leq F_{cd}$.

Din prima ecuație se poate explicita lungimea L, admițând cunoscută, lățimea B

$$L = \frac{N}{2BF_{cd}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BF_{cd}}\right)^2 + \frac{6M}{BF_{cd}}} \tag{15.23}$$

sau B cu L cunoscut

$$B = \frac{N}{LF_{cd}} + \frac{6M}{L^2 \cdot F_{cd}}. \tag{15.24}$$

Efortul în șuruburile de ancoraj se calculează din condiția ca suma momentelor scrisă pentru centrul de greutate al triunghiului presiunilor, punctul s în figura 15.9 să fie nulă:

$$x = \frac{L \cdot p_{\max}}{p_{\max} + p_{\min}} \tag{15.25}$$

$$r = \frac{1}{2} - \frac{x}{3} \tag{15.26}$$

$$y = L - \frac{x}{3} - C = \frac{2}{3} L. \tag{15.27}$$

Din condiția:

$$(M)_S = 0 \tag{15.28}$$

rezultă:

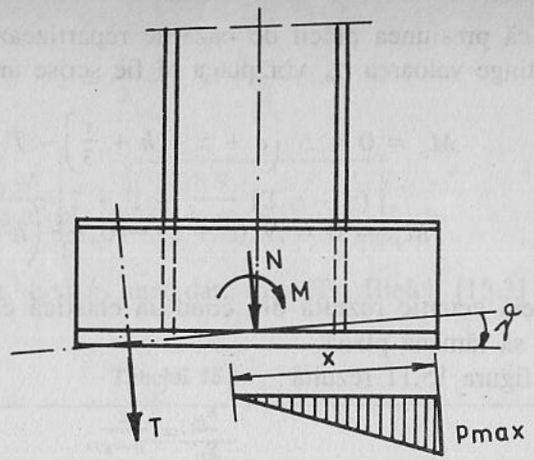
$$T \cdot y + N \cdot r - M = 0 \tag{15.29}$$

și

$$T = \frac{M - N \cdot r}{y}. \tag{15.30}$$

Acest calcul simplificat nu ține seama de elasticitatea diferită a celor două materiale. În plus, poziția șuruburilor de ancoraj este fixată constructiv și nu în centrul de greutate al diagramei tensiunilor ascendente (negative), așa cum admite relația (15.27).

Fig. 15.10. Baza stâlpului



Dacă se consideră baza stâlpului cu o rigiditate foarte mare în comparație cu blocul de beton, suprafața de contact va rămâne plană și se va roti cu unghiul ϑ (fig. 15.10). Blocul de fundație este considerat ca o bară din beton-armat solicitată la compresiune centrică și încovoiere, șuruburile de ancoraj formând armătura [15.1], [15.3].

Înlocuind efectul celor două solicitări M și N prin rezultanta N care acționează la distanța $e = \frac{M}{N}$ față de axa stâlpului, punctul A în figura 15.11 și

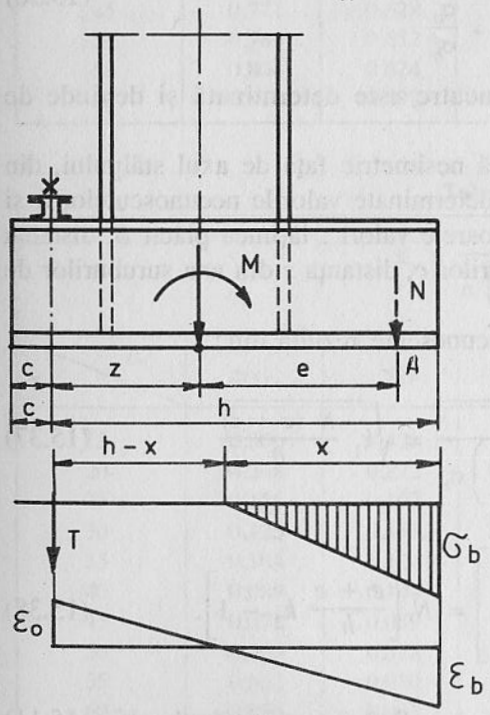


Fig. 15.11. Diagrama de presiuni și deplasări

admițând că presiunea plăcii de bază se repartizează pe lungimea x și că la margine atinge valoarea σ_b, vor putea să fie scrise următoarele două ecuații:

$$M_c = 0 = N\left(e + z - h + \frac{x}{3}\right) - T\left(h - \frac{x}{3}\right) \tag{15.31}$$

$$M_F = 0 = N\,(e + z) - \sigma_b \frac{Bx}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right). \tag{15.32}$$

A treia ecuație rezultă din condiția elastică ca suprafața de contact cu unghiul ϑ să rămână plană.

Din figura 15.11 rezultă:

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_0} = \frac{x}{h-x} \tag{15.33}$$

cu:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b};\quad \varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E_0};\quad \frac{E_0}{E_b} = n \tag{15.34}$$

rezultă:

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_0} = \frac{1}{n}\,\frac{\alpha}{1-\alpha} \quad \text{cu:}\quad \alpha = \frac{x}{h} \tag{15.35}$$

sau

$$\alpha = \frac{n}{n + \dfrac{\sigma_0}{\sigma_b}}. \tag{15.36}$$

Prin relația (15.36) poziția axei neutre este determinată și depinde de raportul σ_0 / σ_b.

În cazul unei plăci de bază așezată nesimetric față de axul stâlpului, din ecuațiile (15.31) și (15.32) vor putea fi determinate valorile necunoscutelor h și T. De la început trebuie precizate următoarele valori: lățimea plăcii B, distanța de la marginea plăcii până în axa șuruburilor c, distanța z din axa șuruburilor de ancoraj până în axul stâlpului.

Cu aceste precizări cele două necunoscute rezultă din:

$$h = \sqrt{\frac{N\,(e + z)}{B}\,\frac{2}{\alpha\left(1 - \dfrac{\alpha}{3}\right)\sigma_b}} = \sqrt{k_1\,\frac{N\,(e + z)}{B}} \tag{15.37}$$

$$T = N\left[\frac{e + z}{h}\,\frac{1}{1 - \dfrac{\alpha}{3}} - 1\right] = N\left[\frac{e + z}{h}\,k_2 - 1\right]. \tag{15.38}$$

Dacă placa de bază este așezată simetric față de axul stâlpului (fig. 15.11)

cu:

$$z = \frac{L}{2} - c = \frac{h - c}{2} \tag{15.39}$$

rezultă:

$$h = \frac{k_1 \cdot N}{4\,B}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{8\,B}{k_1\,N}\,(2\,e - c)}\right]. \tag{15.40}$$

Valorile factorilor α, k_1 și k_2 sunt date după Fr. Bleich [15.3] în tabelele 15.1, 15.2 și 15. 3.

Tabelul 15.1

$$\alpha = \frac{15}{15 + \dfrac{\sigma_0}{\sigma_b}}$$

σ_b \ σ_0	200	400	600	700	800	1 000
15	0,529	0,360	0,273	0,243	0,220	0,158
20	0,600	0,428	0,333	0,300	0,273	0,200
25	0,652	0,484	0,385	0,349	0,319	0,238
30	0,692	0,529	0,428	0,391	0,360	0,273
35	0,724	0,568	0,467	0,428	0,396	0,304
40	0,750	0,600	0,500	0,462	0,428	0,333
45	0,771	0,628	0,529	0,491	0,457	0,360
50	0,789	0,652	0,556	0,517	0,484	0,385
55	0,804	0,674	0,579	0,541	0,508	0,407
60	0,818	0,692	0,600	0,563	0,529	0,428

Tabelul 15.2

$$K_1 = \frac{2}{\alpha\left(1 - \dfrac{\alpha}{3}\right)\sigma_b}$$

σ_b \ σ_0	200	400	600	700	800	1 000
15	0,306	0,421	0,538	0,597	0,654	0,895
20	0,208	0,272	0,338	0,371	0,403	0,521
25	0,156	0,197	0,239	0,260	0,281	0,365
30	0,125	0,153	0,182	0,196	0,210	0,269
35	0,104	0,124	0,145	0,156	0,166	0,209
40	0,089	0,104	0,120	0,128	0,136	0,169
45	0,078	0,089	0,102	0,108	0,115	0,140
50	0,069	0,078	0,088	0,093	0,099	0,119
55	0,062	0,070	0,078	0,082	0,087	0,103
60	0,056	0,063	0,069	0,073	0,077	0,091

Tabelul 15.3

$$K_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}}$$

σ_b \ σ_0	200	400	600	700	800	1 000
15	1,214	1,136	1,100	1,088	1,079	1,056
20	1,250	1,167	1,125	1,111	1,100	1,072
25	1,277	1,191	1,147	1,131	1,119	1,086
30	1,300	1,214	1,167	1,149	1,136	1,100
35	1,317	1,233	1,185	1,167	1,152	1,113
40	1,333	1,250	1,200	1,182	1,166	1,125
45	1,346	1,264	1,214	1,196	1,179	1,136
50	1,357	1,277	1,227	1,208	1,192	1,147
55	1,366	1,290	1,239	1,220	1,203	1,157
60	1,376	1,300	1,250	1,232	1,213	1,167

Valoarea parantezei din ecuația (15.38) trebuie să fie mai mare ca zero. Când $\frac{e+z}{h} k_2 < 1$ înseamnă că nu există echilibru cu valoarea rezistenței σ_0 aleasă. Această valoare va trebui redusă. În general dacă $\frac{e+z}{h} k_2 < 1$ înseamnă că $e < (h-z)$ și deci punctul de aplicație al forței N cade pe placa de bază. În acest caz se poate realiza echilibrul fără a fi necesare șuruburi de ancoraj.

Va trebui ca lungimea L a plăcii de bază să fie atâta, încât poziția forței N să corespundă cu centrul de greutate al diagramei de presiune (fig. 15.12). În acest caz rezultă:

$$\frac{x \cdot \sigma_b}{2} B = N \quad \text{cu} \quad x = \frac{2N}{B\sigma_b} \tag{15.41}$$

și:

$$L = \frac{x}{3} + e + z + c\,. \tag{15.42}$$

Chiar și în acest caz trebuie prevăzute șuruburi de ancoraj pentru circa 10% din valoarea momentului de incastrare.

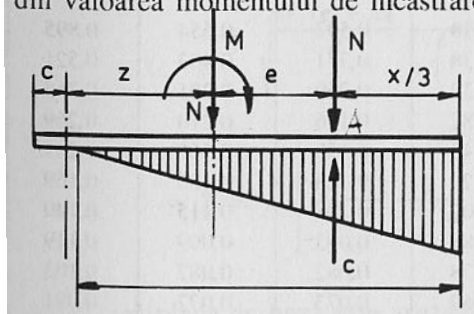


Fig. 15.12. Condiții de echilibru

Dacă momentul de încastrare schimbă de semn, vor trebui prevăzute șuruburi de ancoraj pe ambele părți ale plăcii de bază. În general dimensiunile plăcii de bază și a șuruburilor de ancoraj se determină pentru cazul care este apreciat ca cel mai defavorabil și cu aceste dimensiuni (L și B) se verifică cel de al doilea caz de încărcare și se determină numărul și dimensiunile șuruburilor de ancoraj pentru această situație de încărcare.

Practic se procedează în modul următor:

– Din cazul I de încărcare se determină z_1 și h_1 (valoarea maximă).
– Din cazul II de încărcare se determină z_2 și h_2.

Placa de bază va fi executată cu lungimea $L = h_1 + c_1$, șuruburile de ancoraj corespunzătoare cazului II vor fi dimensionate la un efort de întindere $z_2 \cdot h_2 / h_1$ (cu $h_2 < h_1$).

În STAS 10108/0-78 se consideră diagrama de presiuni triunghiulară (fig. 15.13) și se scrie o ecuație de proiecție pe verticală și o ecuație de moment $\Sigma M = 0$, față de poziția șuruburilor de ancoraj cu:

$$x = \alpha l_0 \tag{15.43}$$

rezultă:

$$C = \frac{x \cdot b \cdot R_c}{2} = \frac{\alpha \cdot l_0 \cdot b \cdot R_c}{2} \tag{15.44}$$

din:

$$\Sigma Y = 0$$

$$T = C - N = \frac{\alpha \cdot l_0 \cdot b \cdot R_c}{2} - N \tag{15.45}$$

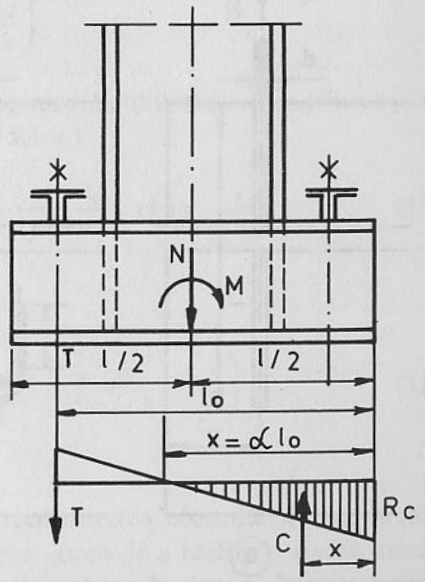


Fig. 15.13. Diagrama de presiuni după STAS

din :

$$(\Sigma M)_T = 0$$

$$M + N\left(l_0 - \frac{l}{2}\right) = M_T = \frac{\alpha\, l_0^2\, b}{2} R_c \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \qquad (15.46)$$

dacă se notează :

$$\frac{2M_T}{l_0^2\, b\, R_c} = \frac{1}{r_c^2} \qquad (15.47)$$

ecuația (15. 46) devine :

$$\frac{1}{r_c^2} = \alpha\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \qquad (15.46a)$$

rezultând :

$$\alpha = 1{,}5 - \sqrt{2{,}25 - \frac{3}{r_c^2}}\,. \qquad (15.48)$$

În STAS 10108/0–78 în tabelul 37 sunt date valorile factorului α în funcție de r_c.

15.4.2.1. Șuruburile de ancoraj. Șuruburile de ancoraj trebuie să fie dimensionate la eforturile de întindere maximă care se dezvoltă în șuruburi datorită efectului solicitărilor de calcul care acționează asupra prinderii dintre

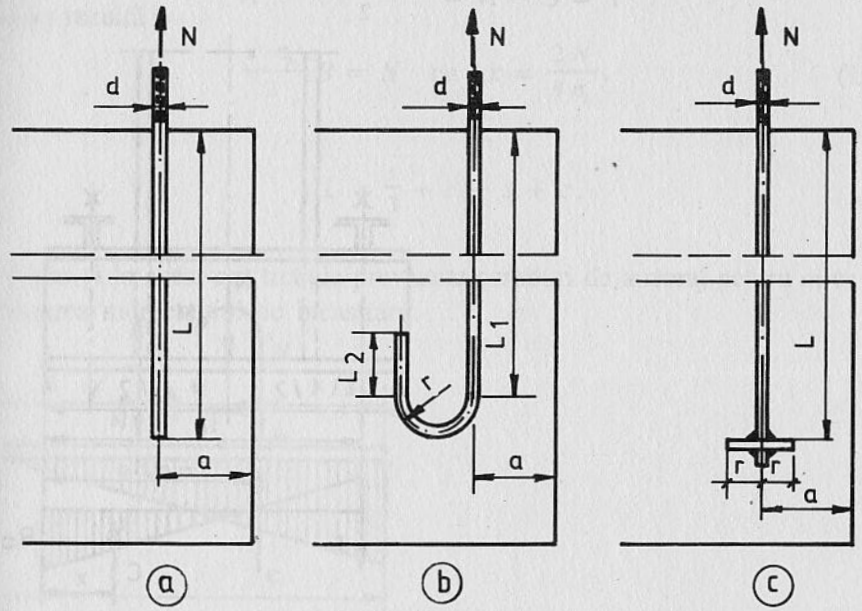


Fig. 15.14. Șuruburi de ancoraj

stâlp și fundație. Șuruburile de ancoraj trebuie să împiedice ridicarea plăcii de bază de pe fundație.

Șuruburile de ancoraj pot să fie înglobate în betonul de fundație așa cum s-a arătat în figura 15.7. Pentru a împiedica deplasarea lor în timpul betonării blocului de fundație, șuruburile se leagă între ele cu bare orizontale și diagonale formând o carcasă rigidă.

În figura 15.14 sunt arătate trei soluții constructive privind șuruburile de ancoraj înglobate în blocul de fundație. Șuruburile transmit eforturile de întindere blocului de fundație prin rezistența la adeziune dintre oțel și beton.

Pentru cele trei soluții constructive din figura. 15.14 eforturile care pot fi transmise printr-un șurub de lungimea L, după C.M. 74 sunt :

a) tijă dreaptă, lisă, cu diametrul d și lungimea L (fig. 15.14 a)

$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right)\frac{d\,L}{\left(1 + \frac{d}{a}\right)^2} \qquad (15.49)$$

în care :

g_c – este dozajul de ciment în beton $250 < g_c < 400$ în kg/m^3

a – distanța cea mai mică a tijei față de margine sau față de altă tijă paralelă

b) tijă cu diametrul d având o lungime dreaptă L_1 prelungită cu un cioc la 180°, de raza z și mai departe cu o lungime L_2 de asemenea dreaptă, cu condiția $L_1 \geq r \geq L_2$ (fig. 15.14 b)

$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right)\frac{d}{\left(1 + \frac{d}{a}\right)^2}(L_1 + 6{,}4\ r + 3{,}5\ L_2) \qquad (15.50)$$

c) tijă dreaptă, cu diametrul d și lungimea L, terminată cu o placă circulară cu raza r și de grosime suficientă (fig. 15.14c)

$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right)\frac{d\,L}{\left(1 + \frac{d}{a}\right)^2}\,\frac{2g_c}{100}\,r^2\left(1 - \frac{r}{L}\right) \qquad (15.51)$$

dacă $L \leq a$

$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right)\frac{d\,L}{\left(1 + \frac{d}{a}\right)^2}\,\frac{2g_c}{100}\,r^2\left(1 - \frac{r}{a}\right) \qquad (15.52)$$

dacă $a < L$

O altă soluție constructivă pentru transmiterea efortului de întindere din șurubul de ancoraj la blocul de fundație este aceea de a realiza o fixare mecanică a șurubului prin intermediul unor piese înglobate în beton. Pentru montarea

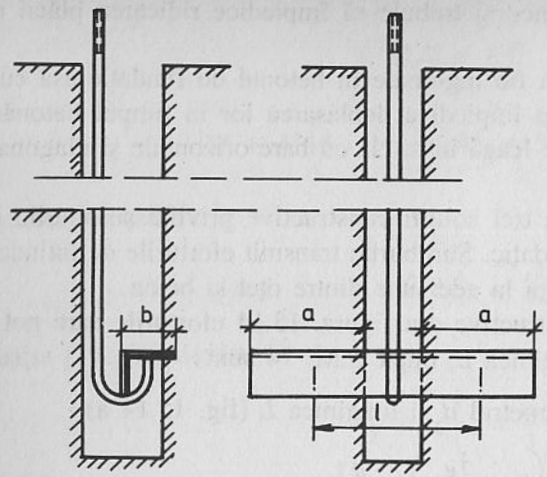


Fig. 15.15. Şuruburi de ancoraj

şuruburilor sunt necesare canale verticale lăsate în blocul de fundaţie, care se umplu ulterior cu mortar de ciment.

În cazul unor eforturi de întindere mai reduse, şurubul prevăzut cu un cioc este ancorat de un profil cornier înglobat în blocul de fundaţie (fig.15.15). Forţele de întindere din şuruburi sunt transmise blocului de fundaţie prin presiunile pe care elementele înglobate le transmit betonului. De exemplu pentru cazul ancorajului din figura 15.15:

$$\frac{N}{2\,ba} \le R_c\,. \qquad (15.53)$$

Profilul cornier considerat simplu rezemat pe deschiderea l se verifică la încovoiere:

$$\sigma = \frac{N\,l}{4\,W_y} \le f_y/\gamma_{M0}\,. \qquad (15.54)$$

În cazul unor eforturi mai mari ancorarea şuruburilor se poate realiza prin intermediul unei traverse executate din două profile U. Distanţa dintre cele două profile trebuie să fie cu 2–3 mm mai mare decât diametrul şurubului (fig. 15.16). Ancorarea şurubului faţă de talpa inferioară a traversei se realizează prin capul şurubului care trebuie să aibă o lăţime suficientă pentru a realiza transmiterea efortului de întindere şi o grosime egală cu diametrul şurubului pentru a face posibilă trecerea şurubului printre cele două profile. La montaj şurubul este rotit cu 90° şi apoi strâns puternic. Pentru a înlătura rotirea şurubului faţă de traversă, pe o parte şi alta a capului şurubului pe talpa inferioară a traversei sunt sudaţi tacheţi notaţi cu t (fig. 15.16 a)

Capul şurubului poate fi executat prin forjare şi sudat de tija cilindrică prin procedeul cap-la-cap prin rezistenţă, (fig. 15.16 b), sau poate să fie realizat din două plăcuţe sudate pe tija cilindrică, având o grosime egală cu diametrul şurubului şi o lăţime suficientă care să asigure prin contactul cu traversa înglobată, transmiterea efortului din şurub la fundaţie.

Lungimea plăcuţelor trebuie să fie suficientă pentru ca sudurile de prindere să reziste la efortul din şurubul de ancoraj.

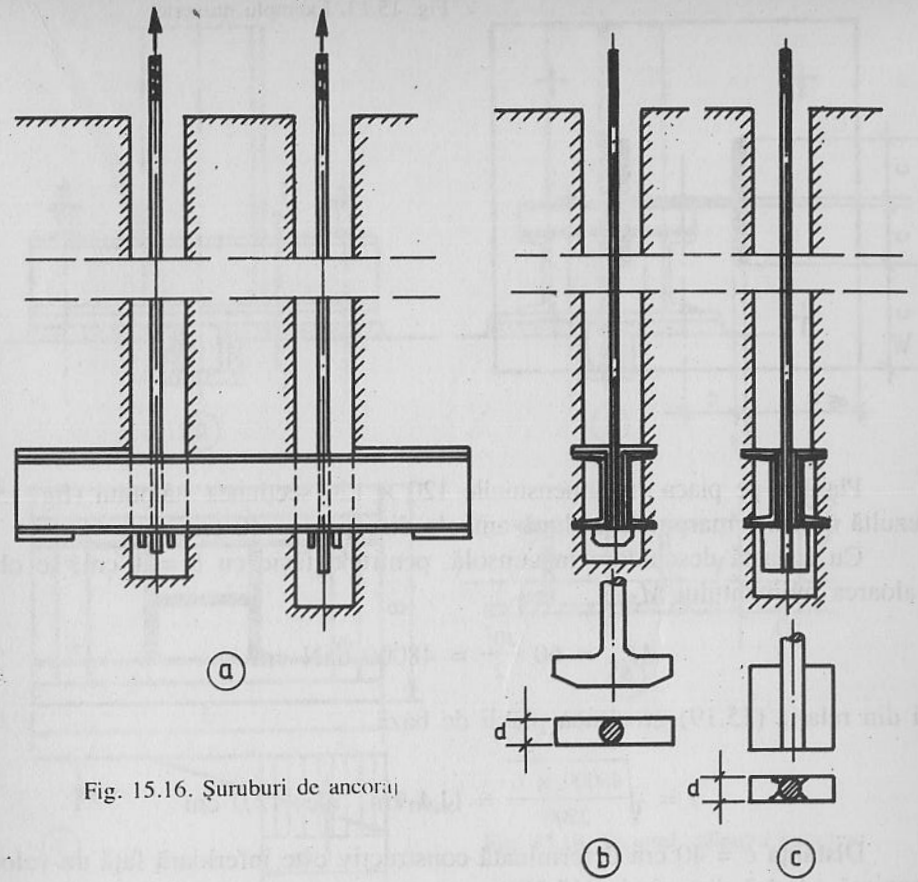


Fig. 15.16. Şuruburi de ancoraj

15.4.2.2. Placa de bază şi piciorul stâlpului. Prinderea directă a stâlpului de placa de bază, în cazul unor forţe axiale mari conduce la grosimi mari ale plăcii.

Exemplu numeric 15.1

Se consideră un stâlp central care preia efectul încărcărilor permanente şi utile de pe o suprafaţă de 32,0 m^2 într-o clădire cu 25 etaje, forţa axială la baza stâlpului atinge valoarea de cca 8 000 kN.

Secţiunea stâlpului HD – 400 –314 cu A = 400 cm^2 şi dimensiunile h = 400 mm şi b = 400 mm.

Calculând din formula (15.19) rezistenţa de calcul f_j pe stratul de mortar pentru un beton de fundaţie cu f_{cd} = 90 daN/cm^2 cu β_j = 2/3 şi k_j = 1 rezultă: f_j = 2/3.1.90 = 60 daN/cm^2 şi suprafaţa necesară a plăcii de bază:

$$A_p = \frac{800000}{60} = 13.333 \text{ cm}^2,$$

adică o placă de formă pătrată cu L = B = 120 cm.

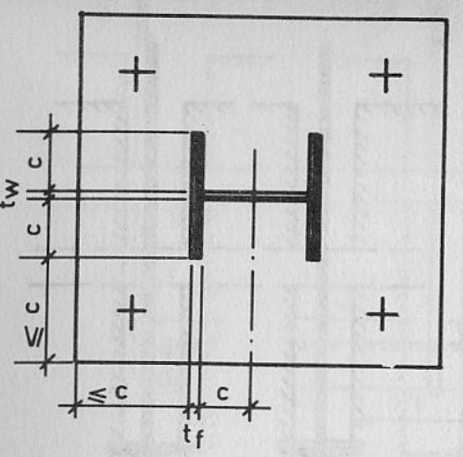


Fig. 15.17. Exemplu numeric

Plasând pe placa cu dimensiunile 120 × 120 secțiunea stâlpului (fig. 15.17) rezultă distanțe marginale c după ambele direcții $c = 40$ cm.

Cu această deschidere în consolă, pentru o fâșie cu $b = 1$ cm, se obține valoarea momentului M_{Rd}

$$M_{Rd} = 60 \frac{40^2}{2} = 48000 \text{ daN cm}$$

și din relația (15.19) grosimea plăcii de bază

$$t = \sqrt{\frac{48000 \times 6}{2200}} = 11{,}4 \text{ cm} \quad \text{ales } 12{,}0 \text{ cm}.$$

Distanța $c = 40$ cm determinată constructiv este inferioară față de valoarea maximă admisă din relația (15.20)

$$c = 12 \left[\frac{2200}{3 \times 60}\right]^{0{,}5} = 42 \text{ cm}.$$

În vederea reducerii grosimii plăcii de bază o soluție constructivă este aceea de a dezvolta baza stâlpului prin introducerea unor traverse care să lege stâlpul de placa de bază (fig. 15.18). În secțiunea cea mai solicitată I – I momentul de încovoiere este:

$$M_{I-I} = C \frac{d}{2} \tag{15.55}$$

în care acoperitor rezultanta presiunilor este:

$$C = P_{max} \cdot d \cdot B \tag{15.56}$$

Momentul M_{I-I} va fi preluat de secțiunea compusă formată din placa de bază și cele două traverse U (fig. 15.18 d). În punctele extreme ale secțiunii tensiunile normale din încovoiere vor fi:

$$\sigma_1 = \frac{M_I}{I_y} z_1 \quad \text{și} \quad \sigma_2 = \frac{M_I}{I_y} \cdot z_2 . \tag{15.57}$$

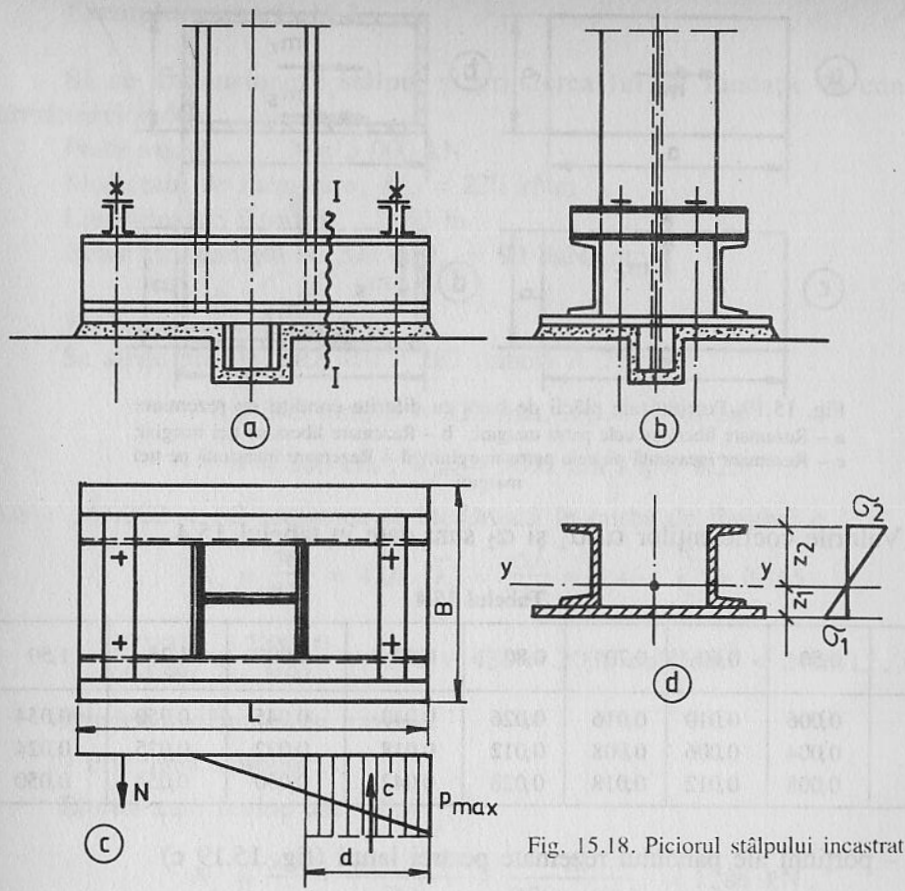


Fig. 15.18. Piciorul stâlpului incastrat

În placa de bază peste tensiunile normale σ se suprapun tensiunile din încărcarea directă a plăcii cu presiunile pe care placa le exercită asupra fundației. Valoarea tensiunilor din încărcarea directă a plăcii de bază depind de modul de rezemare a diferitelor porțiuni în care este împărțită placa prin elementele de rigidizare. Pentru o fâșie cu o lățime de 1 cm în funcție de condițiile de rezemare momentele de încovoiere unitare, m_{Rd} au următoarele valori:

– porțiuni ale plăcii în consolă

$$m_{Rd} = \frac{p\, c^2}{2} \tag{15.58}$$

– porțiune a panoului rezemată pe cele patru margini (fig. 15.19 a)

$$m_{Rd} = \alpha \cdot p \cdot a \cdot b \tag{15.59}$$

– porțiune a panoului încastrată pe cele patru margini (fig. 15.19 b)

$$m_{cRd} = \alpha_1 \cdot p \cdot a \cdot b \tag{15.60}$$

$$m_{sRd} = \alpha_2 \cdot p \cdot a \cdot b \tag{15.61}$$

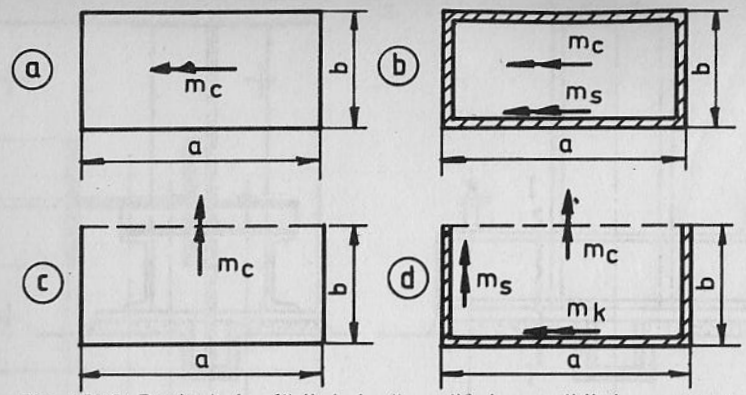


Fig. 15.19. Porţiuni ale plăcii de bază cu diferite condiţii de rezemare:
a – Rezemare liberă pe cele patru margini: **b** – Rezemare liberă pe trei margini;
c – Rezemare incastrată pe cele patru margini; **d** – Rezemare incastrată pe trei margini

Valorile coeficienţilor α, α_1 şi α_2 sunt date în tabelul 15.4

Tabelul 15.4

a/b	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,25	1,50
α	0,006	0,010	0,016	0,026	0,040	0,045	0,050	0,054
α_1	0,004	0,006	0,008	0,012	0,018	0,022	0,025	0,024
α_2	0,008	0,012	0,018	0,028	0,042	0,050	0,054	0,050

– porţiuni ale panoului rezemate pe trei laturi (fig. 15.19 c)

$$m_{cRd} = \beta \cdot p \cdot a \cdot b \qquad (15.62)$$

– porţiuni ale panoului încastrate pe trei laturi (fig. 15.19 d)

$$m_{cRd} = \beta_1 \cdot p \cdot a \cdot b \qquad (15.63)$$

$$m_{sRd} = \beta_2 \cdot p \cdot a \cdot b \qquad (15.64)$$

$$m_{RRd} = \beta_3 \cdot p \cdot a \cdot b \qquad (15.65)$$

Valorile coeficienţilor β, β_1, β_2 şi β_3 sunt date în tabelul 15.5.

Tabelul 15.5

b/a	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
β	0,03	0,055	0,075	0,095	0,115	0,120	0,125	0,126	0,125	0,120
b/a	0,6	0,8	1,0	1,25	1,50	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5
β_1	0,03	0,04	0,05	0,058	0,062	0,065	0,060	0,055	–	–
β_2	0,05	0,065	0,08	0,100	0,115	0,130	0,138	0,140	0,130	0,115
β_3	0,03	0,045	0,55	0,070	0,080	0,090	0,100	0,115	0,118	0,0113

Exemplu numeric 15.2

Să se dimensioneze stâlpul şi prinderea lui de fundaţie în condiţiile următoarelor date

Forţa axială $N = 5\ 000$ kN
Momentul de încastrare $M_{pl} = 220$ kNm
Lungimea de flambaj 3,60 m
Beton de fundaţie B. 200 cu $f_{cd} = 90$ daN/cm^2

1. Dimensionarea stâlpului
Se alege profilul HD 310 × 283 (tabela A 7) cu:

$$h = 365 \text{ mm}, \ B = 322 \text{ mm}, \ A_{in} = 174{,}8 \text{ cm}^2$$

$$A = 360 \text{ cm}^2; \ W_{ply} = 5092 \text{ cm}^3; \ i_z = 8{,}25$$

$h/b = 365/322 < 1{,}2$ secţiunea se încadrează în curba de flambaj *c*

$$\lambda_z = \frac{360}{8{,}25} = 43{,}6 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{43{,}6}{93{,}9} = 0{,}46 \quad x_c = 0{,}865$$

$$\frac{500000}{0{,}865 \cdot 360} + \frac{2200000}{5092} = 1606 + 432 = 2038 \text{ daN/cm}^2 < 2400/1{,}1 .$$

Prinderea stâlpului de traversă

– Prinderea stâlpilor

Efortul care revine unei tălpi

$$N_t = \frac{5000}{2} \cdot \frac{360 - 174{,}8}{360} + \frac{220}{0{,}36 - 0{,}044} = 1286 \text{ kN} .$$

Efortul capabil a patru suduri de colţ cu : $a = 0{,}7$ cm şi $l = 32$ cm cu

$$f_{vw} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta \gamma_{NM}} = \frac{36/\sqrt{3}}{0{,}8 \times 1{,}25} = 20{,}78 \text{ kN/cm}^2$$

rezultă :

$$F_{wRd} = 4 \times 0{,}7 \times 32 \times 20{,}78 = 1\ 862 \text{ kN} > 1\ 286 \text{ kN}$$

Capul stâlpului fiind prelucrat mecanic prin frezare frontală, contactul între inima profilului şi placa de bază este asigurat şi deci prinderea inimii de placa de bază se va executa cu cusături de colţ cu $a = 5$ mm

2. Placă de bază
Acceptând, pentru lăţimea plăcii de bază $B = 60$ cm, din relaţia (17. 23) lungimea rezultă

$$L = \frac{500000}{20 \times 60 \times 90} + \sqrt{\left(\frac{500000}{2 \times 60 \times 90}\right)^2 + \frac{6 \times 2200000}{60 \times 90}} = 114 \text{ cm}.$$

Presiunile la cele două margini ale plăcii din relațiile (15.21) și (15. 22) rezultă:

$$\max p = \frac{500000}{60 \times 114} + \frac{6 \times 2200000}{60 \times 114^2} = 73 + 16{,}9 = 89{,}9 \text{ daN/cm}^2$$

$$min\, p = 73{,}0 - 16{,}9 = 56{,}1 \text{ daN/cm}^2$$

Deci presiune pe toată suprafața plăcii de bază, șuruburi de ancoraj numai de montaj.

Pentru placa de bază se alege grosimea t_p = 60 mm.

Traversele de legătură a stâlpului cu placa de bază se aleg 2 U 32 (fig. 15.20).

2 U 32	$A \cos^2$	$I_{y0} \cos^4$
	151,60	21740
	360,00	130595
	511,60	152325
		−91452
		60873

Placa de bază 60 × 6

$$e = \frac{151.6 \times 19}{511.6} = 5{,}63 \text{ cm} \qquad 511{,}6 \times 13{,}37^2$$

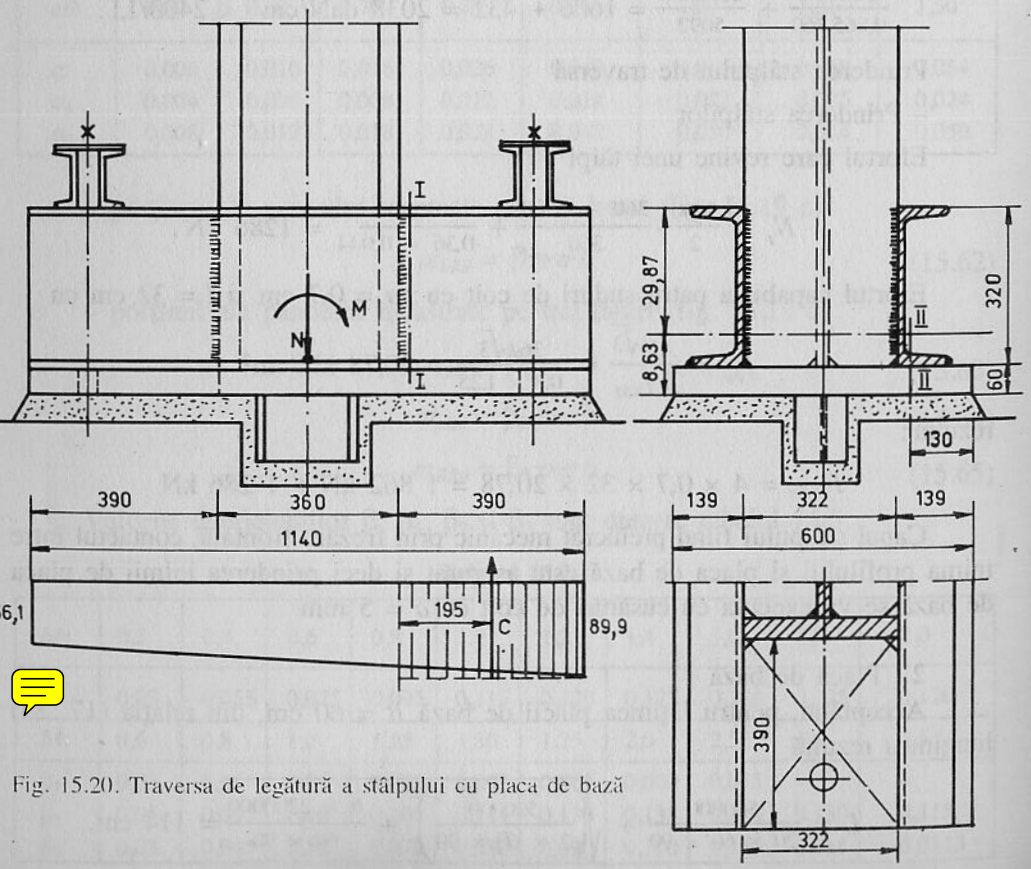


Fig. 15.20. Traversa de legătură a stâlpului cu placa de bază

Momentul în secțiunea I – I

$$M = 60 \times 89{,}9 \frac{39^2}{2} = 4102137 \text{ daNcm}$$

$$\sigma_s = \frac{4102137}{60873} \cdot 29{,}27 = 1972 \text{ daN/cm}^2 < 2400/1{,}1.$$

Placa de bază este încastrată pe trei margini și liberă pe marginea a (fig. 15.19 d)

$$a = 32{,}2 \text{ cm și } b = 39 \text{ cm}$$

Valoarea raportului b/a = 39/32,2 = 1,21

Din tabelul 15.5 rezultă:

$$\beta_1 = 0{,}058 \; ; \quad \beta_2 = 0{,}110 \; ; \quad \beta_3 = 0{,}070 \; ;$$

cu aceste valori ale coeficienților β se obține:

$$m_{cRd} = 0{,}058 \times 89{,}9 \times 32{,}2 \times 39 = 6\,548 \text{ daN/cm}$$

$$m_{sRd} = 0{,}110 \times 89{,}9 \times 32{,}2 \times 39 = 12\,419 \text{ daN/cm}$$

$$m_{kRd} = 0{,}070 \times 89{,}9 \times 32{,}2 \times 39 = 8\,685 \text{ daN/cm}$$

Pe marginea liberă rezultă:

$$\sigma = \frac{6548 \times 6}{1 \times 6^2} = 1091 \text{ daN/cm}^2$$

pe marginea încastrată a

$$\sigma = \frac{4102137}{60873} \times 8{,}63 + \frac{8685 \times 6}{1 \times 6^2} = 581 + 1447 = 2028 \text{ daN/cm}^2 < 2400/1{,}1.$$

pe marginea încastrată b

$$\sigma = \frac{12419 \times 6}{1 \times 6^2} = 2070 \text{ daN/cm}^2 < 2400/1{,}1.$$

Dacă placa ar fi rezemată pe contur, momentul maxim apare la mijlocul lățimii libere, cu b/a = 1,2 rezultă β = 0,12

$$m_{cRd} = 0{,}120 \times 89{,}9 \times 32{,}2 \times 39 = 13\,547 \text{ daN/cm}$$

și tensiunea maximă în placa de bază

$$\sigma_{cRd} = \frac{13547 \times 8}{1 \times 6^2} = 2258 \text{ daN/cm}^2 > 2400/1{,}1.$$

– marginea în consolă, secțiunea II – II, cu c = 13 cm

$$m_{cRd} = 89{,}9 \times \frac{13^2}{2} = 7596 \text{ daN cm}$$

grosimea 6 + 1,75 = 7,75 cm

$$\sigma = \frac{7596 \times 6}{7{,}76^2} = 759 \text{ daN/cm}^2 < 2400/1{,}1.$$

15.5. NODURI ALE CONTRAVÂNTUIRILOR VERTICALE

15.5.1. NODUL CONTRAVÂNTUIRILOR VERTICALE LA BAZA STÂLPULUI

În figura 15.21 sunt prezentate două soluții constructive privind nodul contravântuirii verticale de la baza stâlpului.

La soluția 15.21 a prinderea diagonalelor executate din două profile laminate U sau cornier se realizează cu două gusee verticale așezate în planele celor două tălpi ale profilului dublu T care formează secțiunea stâlpului.

Aceste gusee pot fi sudate direct de tălpile profilului dublu T, sau așa cum este arătat în soluția *a*, guseele sunt sudate de o placă transversală care este în același timp un element de rigidizare a plăcii de bază.

Secțiunea diagonalei formată din două profile distanțate are avantajul unei rigidități mari având în vedere flambajul în afară de planul contravântuirii. Pentru

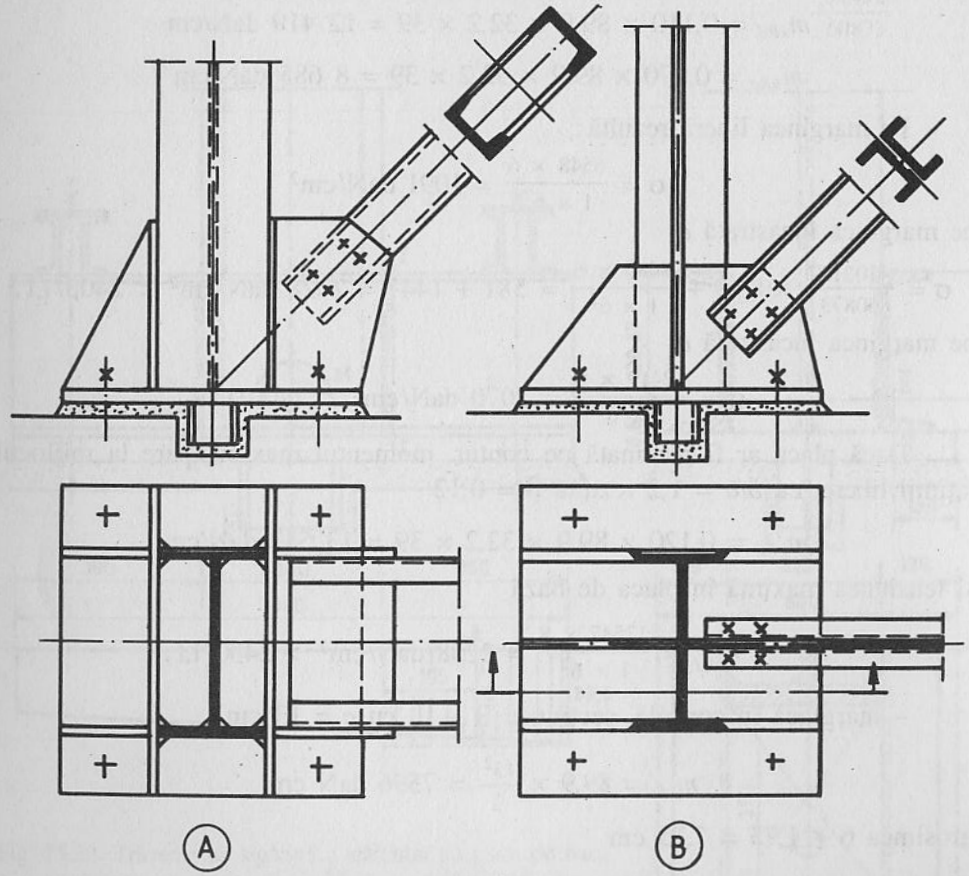
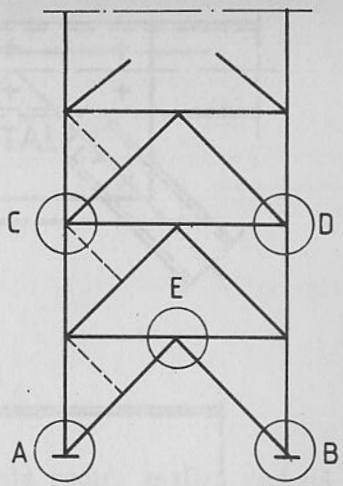


Fig. 15.21. Prinderea contravântuirii la baza stâlpului

Fig. 15.22. Schema stâlpului contravântuit



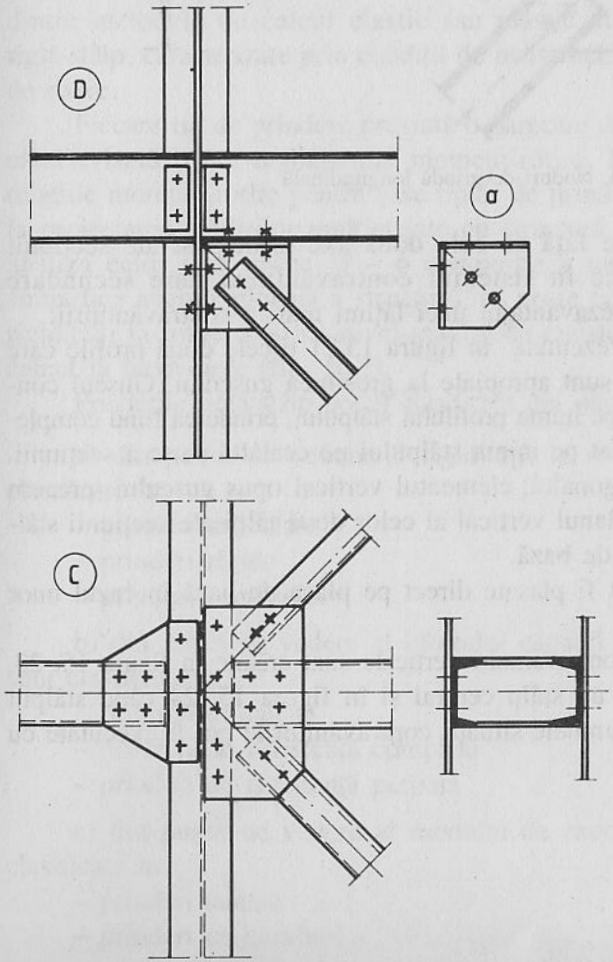


Fig. 15.23. Noduri de stâlp

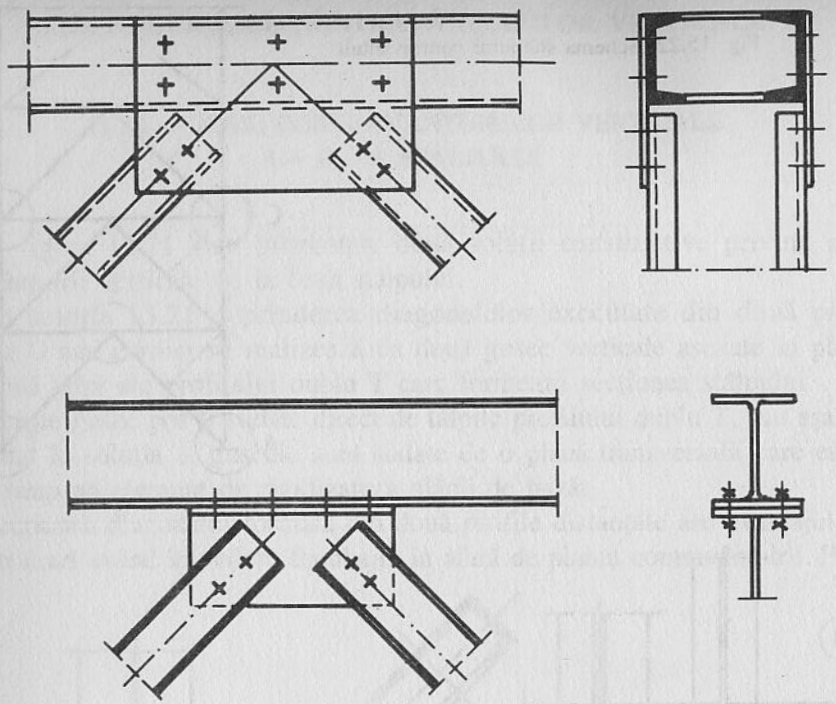


Fig. 15.24. Noduri de grindă longitudinală

a avea rigidități sensibil egale față de cele două axe principale ale secțiunii transversale, se pot introduce în sistemul contravântuirii bare secundare (fig. 15.22). Soluția are însă dezavantajul unei lățimi mari a contravântuirii.

La soluția constructivă prezentată în figura 15.21 b cele două profile care formează secțiunea diagonalei sunt apropiate la grosimea guseului. Guseul contravântuirii este centrat și sudat pe inima profilului stâlpului, prinderea fiind completată cu un element vertical sudat pe inima stâlpului pe cealaltă parte a secțiunii. Atât guseul de prindere al diagonalei, elementul vertical opus guseului, precum și alte elemente prevăzute în planul vertical al celor două tălpi ale secțiunii stâlpului sunt rigidizări ale plăcii de bază.

Șuruburile de ancoraj pot fi plasate direct pe placa de bază în cazul unor eforturi de întindere reduse.

Noduri intermediare ale contravantuiri verticale sunt arătate în figura 15. 23, pentru cazul când stâlpul este un stâlp central și în figura 15. 24 când stâlpul este un stâlp marginal. Pentru ambele situații contravântuirile pot fi executate cu un perete sau cu doi pereți.

CAPITOLUL 16

PRINDEREA RIGLĂ-STÂLP

16.1. GENERALITĂȚI

În capitolul 6 s-a arătat că metodele utilizate pentru analiza globală a structurii multietajate trebuie să fie în concordanță cu modul de comportare al prinderii dintre rigle și stâlpi. În tabelul 6.1 a fost prezentată această dependență dintre metodele de calcul elastic sau plastic al structurii și tipul prinderilor riglă-stâlp, caracterizate prin condiții de rezistență, rigiditate la rotire și capacitate de rotire.

Fiecare tip de prindere prezintă o oarecare deformabilitate care poate să fie caracterizată printr-o diagramă moment-rotire. În figura 16.1 sunt prezentate relațiile moment-rotire pentru șase tipuri de prinderi riglă-stâlp, frecvent folosite la proiectarea clădirilor multietajate cu structură din oțel. Așa cum rezultă din analiza celor șase curbe $M - \phi$ comportarea nu este liniară. Cu scopul de a simplifica analiza globală a structurii, se poate considera o comportare liniară a rigidității la rotire S_j și un nivel maxim de rezistență M_{Rd}, momentul capabil de calcul la încovoiere (fig. 16.2).

Prinderile riglă-stâlp pot fi clasificate din mai multe puncte de vedere astfel:

a) din punct de vedere al rigidității la rotire prinderile riglă-stâlp sunt clasificate în:
- prinderi articulate
- prinderi rigide
- prinderi semirigide

b) din punct de vedere al efortului capabil de calcul prinderile riglă-stâlp sunt clasificate în:
- prinderi articulate
- prinderi de rezistență completă
- prinderi de rezistență parțială

c) din punct de vedere al modului de execuție prinderile riglă-stâlp sunt clasificate în:
- prinderi sudate
- prinderi cu șuruburi

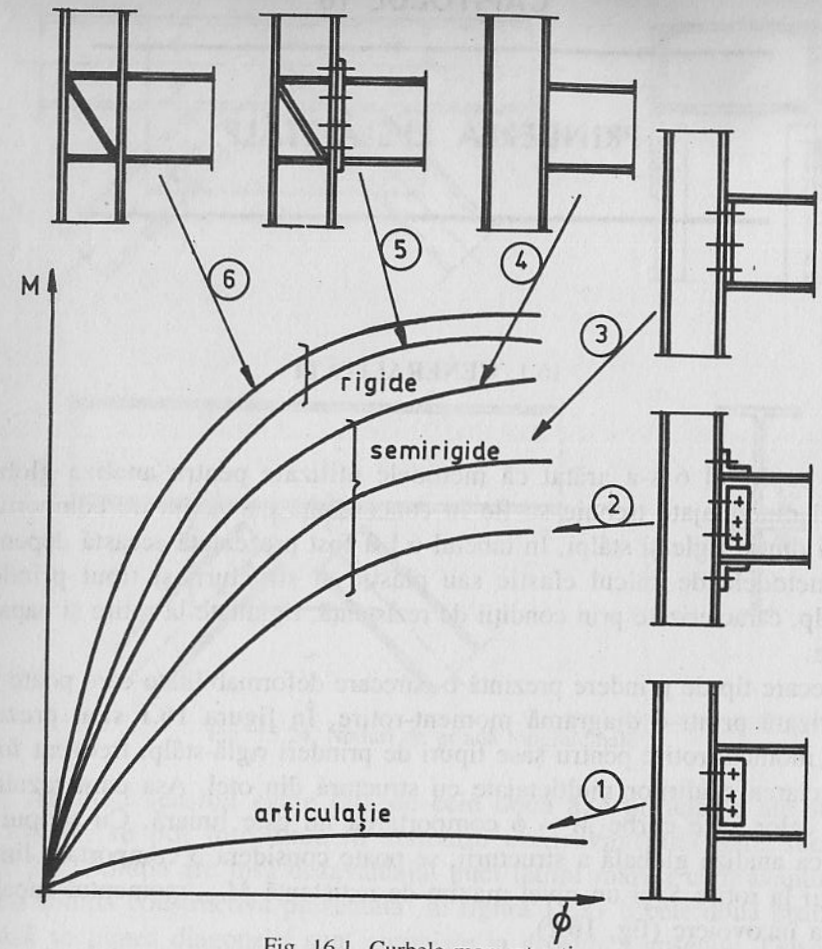


Fig. 16.1. Curbele moment-rotire

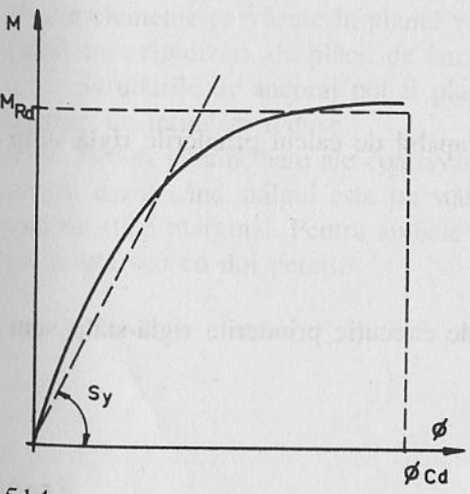


Fig. 16.2. Liniarizarea curbei moment-rotire

d) din punct de vedere constructiv nodul riglă-stâlp poate să fie rigidizat , puternic rigidizat, sau nerigidizat. În figura 16.3 sunt arătate trei tipuri de prinderi în cele trei variante.

Pentru limitarea deformațiilor prinderii din efectul solicitărilor M, N și V transmise de riglă în nod, elementele susceptibile de a suferi deformații locale mari au fost rigidizate așa cum rezultă din soluțiile constructive prezentate în figura 16.3.

Astfel :

– deformațiile tălpii stâlpului sunt împiedicate să se producă prin plăcile orizontale sudate pe inimă și de tălpile stâlpului și așezate la nivelul celor două tălpi ale riglei. Prin aceste plăci sunt preluate efectele celor două forțe orizontale N_M în care poate fi descompus momentul de incastrare al riglei, $N_M = M/h_r$.

– transformarea în paralelograme a panoului inimii stâlpului din regiunea nodului sub acțiunea cuplului de forțe N_M și a reacțiunii V a riglei, este împiedicată să se producă prin sudarea pe inima și de tălpile stâlpului a rigidizărilor înclinate ;

– executarea plăcilor de capăt cu grosimi suficient de mari pentru a fi limitate deformațiile locale din acțiunea momentului de incastrare și a forței

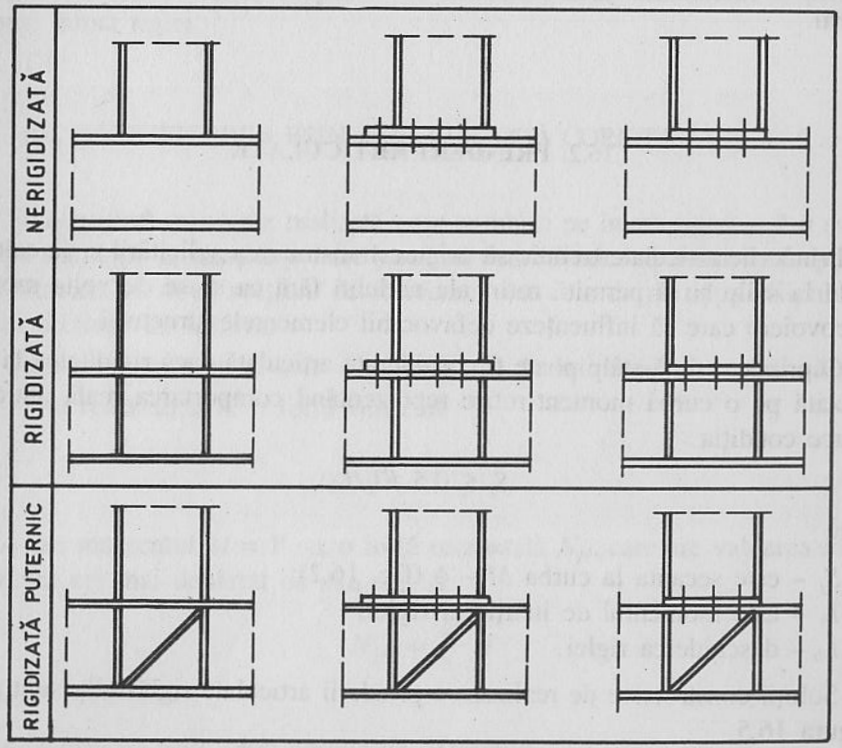


Fig. 16.3. Soluții constructive de rigidizare a nodului

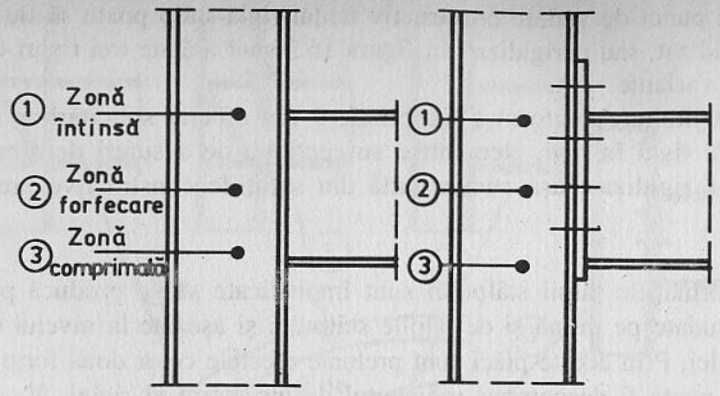


Fig. 16.4. Nod rigidizat

axiale din riglă. Pentru reducerea efectului momentului de încastrare plăcile de capăt pot fi prelungite deasupra nivelului riglei şi prinse în nod, suplimentar, cu un rând de şuruburi.

În cazul prinderilor riglă-stâlp nerigidizate sub acţiunea momentului de incastrare transmis în nod de rigla cadrului, în regiunea nodului apar cele trei zone critice (fig. 16.4), care determină valoarea efortului capabil de calcul al prinderii.

16.2. PRINDERI ARTICULATE

Prinderile articulate trebuie să asigure transmiterea solicitărilor de calcul de la riglă la stâlp şi să permită rotiri ale nodului fără ca să se dezvolte momente de încovoiere care să influenţeze defavorabil elementele structurii.

O prindere riglă-stâlp poate fi considerată articulată dacă rigiditatea la rotire S_j, bazată pe o curbă moment-rotire reprezentând comportarea reală anticipată, satisface condiţia:

$$S_j \leq 0{,}5\ EI_b/L_b \qquad (16.1)$$

în care:

S_j – este secanta la curba $M - \phi$ (fig. 16.2);
I_b – este momentul de inerţie al riglei;
L_b – deschiderea riglei.

Soluţii constructive de realizare a prinderii articulate riglă-stâlp sunt arătate în figura 16.5.

La soluţia 16.5 a prinderea riglei în nod se realizează cu două corniere prinse cu şuruburi de inima riglei şi de talpa secţiunii transversale a stâlpului.

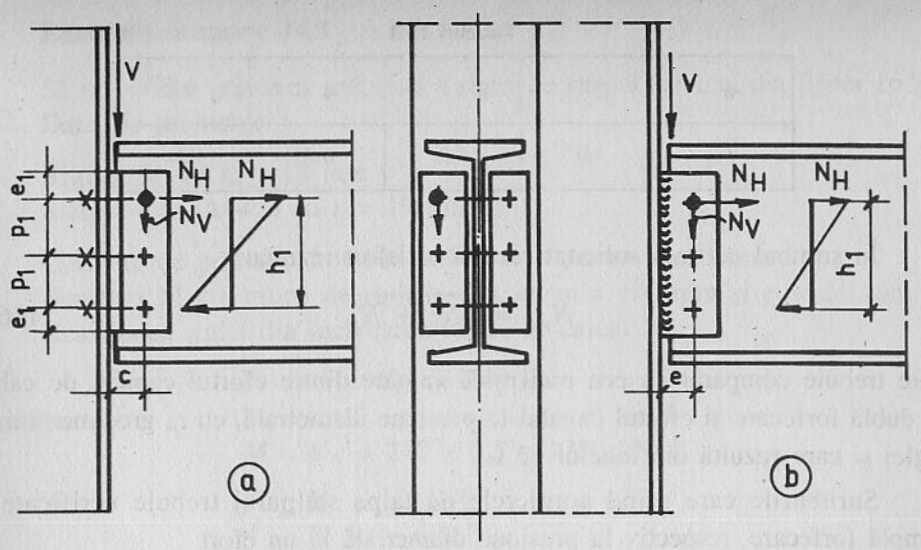


Fig. 16.5. Prindere articulată

La soluţia 16.5 b prinderea articulată a riglei se realizează prin intermediul unei plăci sudată pe talpa stâlpului. De această placă, unilaterală, se prinde cu şuruburi inima riglei.

16.2.1 VERIFICAREA PRINDERII CU DOUĂ CORNIERE (fig. 16.5 a)

Se consideră prinderea realizată cu n şuruburi pe inima riglei şi 2 n şuruburi pe talpa stâlpului. Distanţele p între şuruburi sunt identice. Şuruburile de pe inima riglei lucrează cu două secţiuni de forfecare, iar cele de pe talpa stâlpului cu o singură secţiune de forfecare.

Şuruburile care prind cele două corniere de inima riglei trebuie să preia:

– din reacţiunea V, o forţă verticală:

$$N_v = \frac{V}{n} \qquad (16.2)$$

– din momentul $M = V \cdot c$, o forţă orizontală N_H, care are valoarea maximă în şurubul cel mai depărtat de axa riglei

$$N_H = \frac{M}{h_1} f \qquad (16.3)$$

în care:

h_1 – este distanţa între şuruburile extreme;
f – un coeficient care, în funcţie de numărul şuruburilor, are valorile date în tabelul 16.1.

Tabelul 16.1

n	2	3	4	5
f	1,0	1,0	0,9	0,8

În șurubul cel mai solicitat rezultă un efort rezultant

$$N_{rez} = \sqrt{N_V^2 + N_H^2} \qquad (16.4)$$

care trebuie comparat cu cea mai mică valoare dintre efortul capabil de calcul la dublă forfecare și efortul capabil la presiune diametrală, cu t_w grosimea inimii riglei și care rezultă din tabelul 12.1.

Șuruburile care prind cornierele de talpa stâlpului trebuie verificate la simplă forfecare, respectiv la presiune diametrală la un efort

$$N_v = \frac{V}{2n} \qquad (16.5)$$

și care se compară cu eforturile capabile de calcul F_{vRd} respectiv F_{bRd} din tabelul 12.1.

16.2.2. CAZUL PRINDERII RIGLEI CU O PLACĂ SUDATĂ DE TALPA STÂLPULUI (fig. 16.5 b)

Cele n șuruburi care fixează rigla de placa sudată sunt solicitate ca și în cazul prinderii cu corniere la un efort rezultant care se obține din (16.4) și care trebuie comparat cu efortul capabil de calcul la simplă forfecare și efortul capabil de calcul la presiune diametrală (tabelul 12.1).

Prinderea plăcii de talpa stâlpului se poate face cu două suduri de colț sau cu o sudură în adâncime.

În cazul soluției cu două suduri de colț lungimea de calcul a fiecărei suduri se va lua egală cu lungimea plăcii l_p, craterele finale fiind eliminate prin legarea celor două cusături prin suduri pe grosimea plăcii.

Condiția de verificare a rezistenței va fi:

$$\frac{V}{2l_p \cdot a} \le F_{WRd} \qquad (16.6)$$

în care:

a – este grosimea de calcul a sudurii de colț;

F_{wRd} – efortul capabil de calcul la forfecare din relația 12.13.

Exemplu numeric 16.1

Să se verifice prinderea articulată a riglei de stâlpul cadrului din figura 16.5 a.
Date ale problemei:

Rigla I 36 cu t_w = 13 mm
Stâlpul IHE–A–400 cu t_f = 19 mm

Corniere de prindere 2 × 100 × 100 × 10, $c = w$ = 55 mm
Șuruburi M 20, grupa de calitate 4,6, cu p_1 = 100 mm și e_1 = 50 mm
Reacțiunea riglei din încărcarea totală de calcul

$$V_{SRd} = 240 \text{ kN}$$

Rezolvare:

$$M = V \cdot c = 240 \times 5{,}5 = 1320 \text{ kNcm}$$

$$N_A = \frac{M}{h_1} f = \frac{1320}{2 \times 10} \cdot 1 = 66 \text{ kN}$$

$$N_v = \frac{V}{n} = \frac{240}{3} = 80 \text{ kN}$$

$$N_{rez} = \sqrt{66^2 + 80^2} = 100 \text{ kN}.$$

Efortul capabil de calcul, la dublă forfecare, a unui șurub M 20 din relația. 4.6.12.1 și tab. 12.1.

$$F_{VRd} = \frac{0{,}6 \times 3{,}14 \times 40}{1{,}25} = 120 \cdot 6 \text{ kN} > 100 \text{ kN}.$$

Efortul capabil de calcul la presiune diametrală a unui șurub M 20, din relația 12.4 și tab. 12.1, cu t_w =13 mm rezultă:

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{5{,}0}{3 \times 2{,}1} = 0{,}82; \quad \frac{p_1}{3d_0}\frac{1}{4} = \frac{10}{3 \times 2{,}1}\frac{1}{4} = 0{,}40$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{40}{36} = 1{,}11$$

deci: $\alpha = 0{,}40$

$$F_{bRd} = \frac{2{,}5 \times 0{,}40 \times 3{,}14 \times 40}{1{,}25} = 100{,}5 \text{ kN} \cong 100 \text{ kN}$$

presiunea diametrală verificată cu relația (12.7) din tabelul 12.3, pentru e_1 = = 50 mm = 2,5·d, și p_1=100 mm = 5 d

$$F_{bRd} = 1{,}5 \times d \times t_w \times f_u = 1{,}5 \times 2{,}0 \times 1{,}3 \times 40 = 156 \text{ kN} > 100 \text{ kN}$$

Verificarea prinderii de stâlp cu 6 M 20 – calitatea 4. 6.

$$F_{vsd} = \frac{240}{6} = 40{,}0 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = \frac{0{,}6 \times 3{,}14 \times 40}{1{,}25} = 60{,}3 \text{ kN} > 40 \text{ kN}.$$

În cazul soluției de prindere cu o placă sudată pe talpa stâlpului rezultă:
Efortul în șurubul cel mai solicitat ca și în soluția anterioară

$$N_{rez} = 100 \text{ kN}.$$

Efortul capabil de calcul la simplă forfecare cu M.20 calitatea 8.8

$$F_{vRd} = \frac{0{,}6 \times 3{,}14 \times 80}{1{,}25} = 120{,}6 \text{ kN} > 100 \text{ kN}.$$

la presiune diametrală ca și în cazul precedent cu ($t_p > t_w$)

$$F_{bRd} = 100{,}5 \text{ kN} = 100 \text{ kN}.$$

Prinderea plăcii de talpa stâlpului

$$F_{wRd} = 2a \cdot l_p f_{vwd}$$

cu: a= 0,5 cm, l_p = 30 cm și f_{vwd} din (12.14)

$$f_{vwd} = \frac{40}{0{,}8 \times 1{,}25} = 23{,}09 \text{ kN/cm}^2$$

și

$$F_{wRd} = 2 \times 0{,}5 \times 30 \times 23{,}09 = 692{,}07 \text{ kN} \gg 240 \text{ kN}.$$

16.3. **PRINDERI RIGIDE**

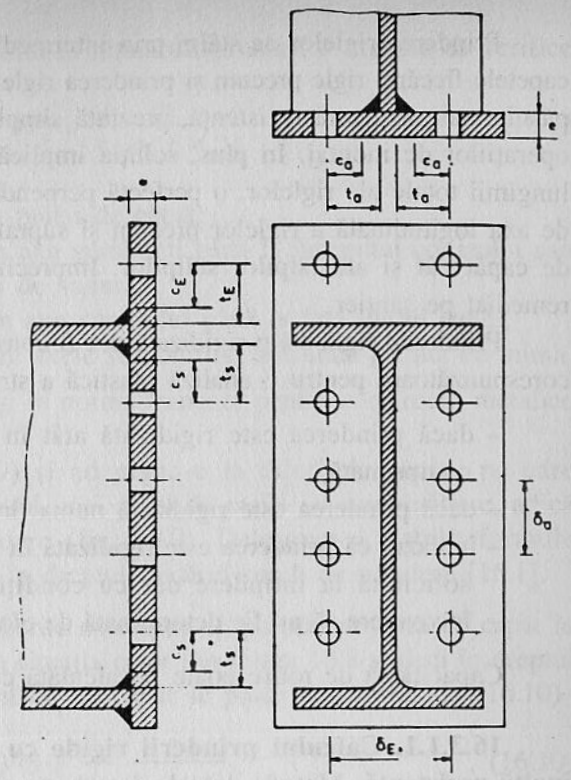
16.3.1. PRINDERE RIGLĂ-STÂLP CU PLACĂ DE CAPĂT ȘI ȘURUBURI

Așa cum s-a arătat în paragraful 6.1.1.9 ipoteze de calcul, prinderile rigide trebuie să fie astfel alcătuite și calculate încât deformațiile lor să nu influențeze repartizarea solicitărilor în structură și nici deplasările de ansamblu ale structurii. Dacă momentul capabil de calcul M_{Rd} al îmbinării rigide depășește cu 20% momentul capabil al riglei prinsă în nod, nu mai este necesară verificarea capacității de rotire a prinderii.

Soluții constructive de prinderi rigide riglă-stâlp, cu placă de capăt sunt arătate în figurile 16.6 și 16.7. Plăcile de capăt pot fi executate cu supraînălțare, prinderea fiind completată și cu un rând de șuruburi exterioare (fig. 16.6), sau cu o placă de capăt pe înălțimea riglei (fig. 16.7)

La ambele soluții constructive prinderea de riglă a plăcii de capăt poate fi executată cu cusături de colț sau cu cusături în adâncime cu penetrație completă atât la cele două tălpi cât și la inima riglei.

Fig. 16.6. Prindere rigidă
cu plăci de capăt supraînălțate



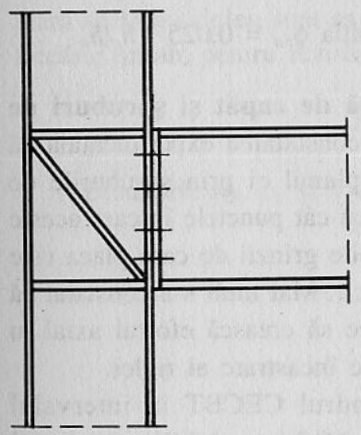


Fig. 16.7. Prindre rigidă cu plăci de capăt pe înălțimea riglei

În cazul prinderii de riglă a plăcii de capăt cu cusături de colț, dimensiunea de calcul de a a cusăturilor de colț trebuie să satisfacă următoarele condiții:

– pentru prinderea inimii de placa de capăt:

$$2a_i h_i f_{vw} \geq h_i t_w f_y \qquad (16.7)$$

– pentru prinderea tălpilor de placa de capăt:

$$a_t (b + 2b_1) f_{vw} \geq b t_f f_y \qquad (16.8)$$

în care:

a_i – este grosimea de calcul a sudurilor de colț la prinderea inimii;
a_t – este grosimea de calcul a sudurilor de colț la prinderea tălpilor;
b_1 – sunt lungimile celor două suduri pe fața interioară a tălpilor;
f_{vw} – este rezistența la forfecare a sudurii de colț, cu relația (12.14)

Prinderea riglelor de stâlpi prin intermediul unor plăci sudate din atelier la capetele fiecărei rigle precum și prinderea riglelor în noduri de stâlpi, cu șuruburi păsuite sau de înaltă rezistență, prezintă simplificări ale execuției și mai ales a operațiilor de montaj. În plus, soluția implică toleranțe foarte mici în privința lungimii totale ale riglelor, o perfectă perpendicularitate a plăcilor de capăt față de axa logitudinală a riglelor precum și suprafețe perfect plane atât ale plăcilor de capăt cât și ale tălpilor stâlpilor. Imprecizii de execuție sunt imposibil de remediat pe șantier.

Prinderile riglă-stâlp rigidizate pot fi considerate că au capacitatea de rotire corespunzătoare pentru o analiză plastică a structurii în următoarele situații:

- dacă prinderea este rigidizată atât în zona de întindere, cât și în cea comprimată;
- dacă prinderea este rigidizată numai în zona de tracțiune;
- în cazul că prinderea este rigidizată în zona comprimată dar nu și în cea solicitată la întindere dar cu condiția ca rezistența la momentul de încovoiere să nu fie determinată de efortul capabil de calcul la forfecare.

Capacitatea de rotire poate fi calculată cu relația $\phi_{cd} = 0{,}025 \cdot h_c/h_b$

16.3.1.1. Calculul prinderii rigide cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență. Metoda de calcul se bazează pe constatarea experimentală că placa de capăt supusă la forțe perpendiculare pe planul ei prin șuruburile de prindere, are deformații care sunt cu atât mai mari cu cât punctele în care aceste forțe acționează sunt mai depărtate de inimă și tălpile grinzii de care placa este sudată, cele două elemente fiind solidarizări ale plăcii. Mai mult s-a constatat că deformațiile plăcii datorită efectului de pârghie face să crească efortul axial în unele șuruburi peste cel determinat de momentul de încastrare al riglei.

Pe baza a 171 de încercări efectuate în cadrul CECBT în intervalul 1955–1960 pe epruvete de tipul celor din figura 16.8 s-a stabilit că efortul ponderat F, exprimat în daN, care acționează pe fiecare element al prinderii și

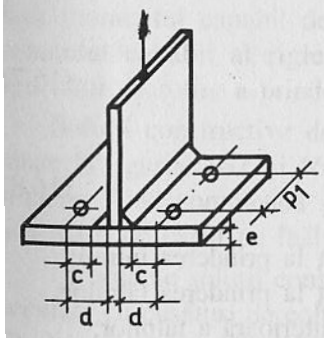


Fig. 16.8. Epruveta pentru încercare experimentală

obținut prin împărțirea efortului total la numărul șuruburilor, trebuie să verifice condiția:

$$F \leq 375\ e\ \frac{d}{c}\ \frac{p_1}{p_1 + d} \qquad (16.9)$$

în care:

e – este grosimea în mm a plăcii de capăt;
c – este distanța în mm din axa șurubului până la începutul conjeului sau la marginea cordonului de sudură;
d – este distanța în mm din axa șurubului până la fața inimii riglei;
p_1 – este distanța în mm între axele șuruburilor, măsurată paralel cu inima.

Relația (16.9) este preluată și în norma franceză pentru construcții metalice C.M. – 66, art. 4.03.

Plecând de la relația (16.9) și adaptând-o la diferitele poziții pe care șuruburile de prindere o au în cazul unei plăci de capăt cu supraînălțare, adică cu o pereche de șuruburi exterioare (fig. 16.9), Delesques a stabilit formule privind rezistența plăcii de capăt în dreptul fiecărui șurub de prindere [16.1].

a. *Șuruburile exterioare.* Șuruburile exterioare E, plasate pe placa de capăt în afara secțiunii riglei, sunt exact în situația celor din figura 16.8 și deci în dreptul fiecărui șurub, pentru rezistența plăcii de capăt se poate admite relația (16.10)

$$F = 375\ e\ \frac{d_E}{c_E}\ \frac{p_2}{p_2 + d_E}. \qquad (16.10)$$

Distanțele d_E, c_E și p_2 rezultă din figura 16.9

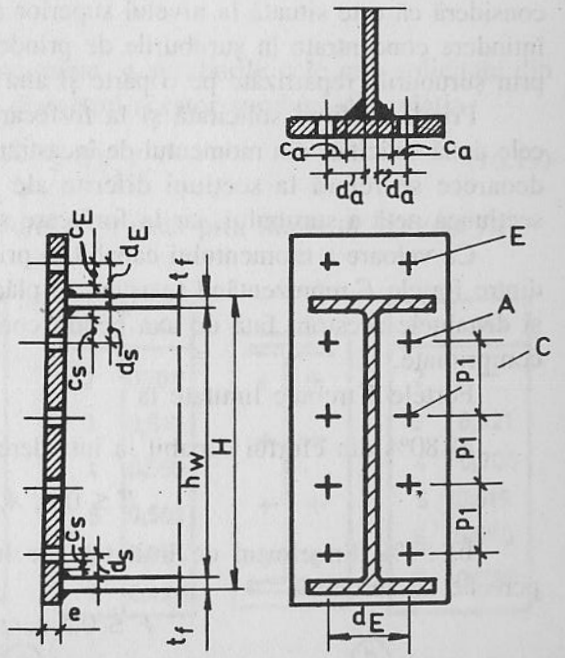


Fig. 16.9. Rezistența plăcii de capăt la diferite niveluri

b. *Şuruburile A din colţul inimă-talpă.* Şuruburile plasate imediat sub talpa riglei sunt situate într-o regiune în care placa de capăt este puternic rigidizată prin sudurile care o leagă de inima şi talpa riglei. În cazul când placa de capăt este prelungită şi deasupra riglei şi este prinsă cu o pereche de şuruburi exterioare se poate accepta că placa de capăt este încastrată în talpa şi inima riglei şi deci rezistenţa în dreptul fiecărui şurub este egală cu suma celor două efecte de rezemare

$$F = 375\ e \left(\frac{d_a}{c_a} + \frac{d_s}{c_s} \right). \qquad (16.11)$$

În cazul când placa de capăt nu este prelungită deasupra tălpii riglei (fig. 16.7) rigiditatea plăcii de capăt este pe jumătate faţă de cazul cu placă supraînălţată, deoarece după această direcţie placa de capăt este prinsă unilateral de talpa riglei.

Rezistenţa în dreptul fiecărui şurub rezultă din (16.12)

$$F = 375\ e \left(\frac{d_a}{c_a} + \frac{d_s}{2c_s} \right). \qquad (16.12)$$

c. În regiunea centrală a prinderii, placa de capăt se află din nou în situaţia plăcii din figura 16.8 şi deci rezistenţa în dreptul fiecărui şurub rezultă din relaţia:

$$F = 375\ e\ \frac{d_a}{c_a}\ \frac{p_1}{p_1 + d_a}. \qquad (16.13)$$

Dacă prinderea riglă-stâlp este solicitată la un moment de încastrare M, efectul acestui moment este echilibrat printr-o compresiune, a cărei rezultantă se consideră că este situată la nivelul superior al tălpii comprimate şi prin forţe de întindere concentrate în şuruburile de prindere din regiunea tălpii întinse dar şi prin şuruburile repartizate pe o parte şi alta a inimii.

Prinderea fiind solicitată şi la forfecare din reacţiunea verticală a riglei, cele două solicitări din momentul de încastrare şi din forfecare sunt independente, deoarece se referă la secţiuni diferite ale şuruburilor. La întindere intervine secţiunea netă a şurubului, iar la forfecare secţiunea brută.

Ca valoare a momentului capabil al prinderii se consideră suma produselor dintre forţele F reprezentând rezistenţele plăcii de capăt în dreptul fiecărui şurub şi distanţele acestora faţă de axa neutră considerată la nivelul superior al tălpii comprimate.

Forţele F trebuie limitate la:

a) 80% din efortul capabil la întindere a unui şurub:

$$F \le 0{,}8,\ A_s{:}f_{vb} \qquad (16.14)$$

b) 50% din efortul de întindere pe lungimea egală cu distanţa dintre o pereche de şuruburi;

$$F \le 0{,}5\ t_w \cdot p_1 \cdot f_y \qquad (16.15)$$

cu f_y – limita de curgere a mărcii de oţel din care este executată inima riglei

c) rezistenţa locală a tălpii stâlpului determinată în acelaşi mod ca şi rezistenţa plăcii de capăt.

Aşa cum s-a arătat determinarea momentului capabil al prinderii este de fapt o metodă de verificare. Sunt necesare precizări privind grosimea plăcii de capăt, calitatea, diametrul şi distribuţia şuruburilor de prindere.

În lucrarea [16] se recomandă următoarea metodă de predimensionare:

(1) în funcţie de înălţimea riglei se apreciază numărul şuruburilor care pot fi plasate pe un şir vertical, pe o parte şi alta a inimii între tălpile riglei.

(2) în funcţie de valoarea momentului M se determină efortul în cele două şuruburi, cele mai solicitate, situate în colţul interior dintre talpa întinsă şi inimă, considerând ca braţ de pârghie $0{,}9\ (h - 2t_f)$.

$$F = \frac{\alpha M}{2 \times 0{,}9\ (h - 2t_f)}. \qquad (16.16)$$

Coeficientul α în funcţie de cele două dispoziţii cu sau fără şuruburi exterioare (fig. 16.10) rezultă din următoarele formule:

– pentru prinderi cu placă de capăt prelungită deasupra tălpii întinse;

$$\alpha = \frac{9{,}2 + n}{8 + 4n} \qquad (16.17)$$

– pentru prindere cu placă de capăt pe înălţimea riglei.

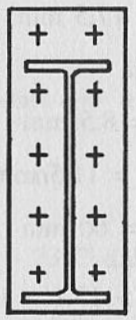
$$\alpha = \frac{38 + n}{20 + 10\ n}. \qquad (16.18)$$

În tabelele din figura 16.10 sunt date valorile coeficientului α pentru cele două soluţii constructive.

(3) în funcţie de efortul F determinat în şuruburile cele mai solicitate din relaţia 16.16 se stabileşte diametrul acestor şuruburi din relaţia:

$$\frac{F}{A_s} \le 0{,}8\ f_y \qquad (16.19)$$

în funcţie de calitatea oţelului exprimată prin limita de curgere f_y;



n	∝
2	0,700
3	0,610
4	0,550
5	0,508
6	0,475
7	0,450

n	∝
2	—
3	0,821
4	0,700
5	0,615
6	0,550
7	0,500

Fig. 16.10. Valorile coeficientului α

(4) se fixează poziția acestor șuruburi în colțul interior format de talpa și inima riglei, cât mai apropiată de acestea, respectând însă distanțele necesare având în vedere dimensiunile sudurilor și necesitățile de strângere a șuruburilor. Sunt fixate astfel distanțele d_a, c_a, d_s, c_s (fig. 16.9);

(5) grosimea minimă a plăcii de capăt exprimată în milimetri rezultă:

– pentru prinderi cu placă de capăt supraînălțată, prinsă și cu șuruburi exterioare:

$$e = \frac{F}{375\left(\frac{d_a}{c_a} + \frac{d_s}{c_s}\right)} \qquad (16.20)$$

– pentru prinderi cu placa de capăt numai pe înălțimea riglei:

$$e = \frac{F}{375\left(\frac{d_a}{c_a} + \frac{d_s}{2\,c_s}\right)}. \qquad (16.21)$$

Pentru a asigura rigiditatea nodului secțiunea transversală a stâlpului trebuie să fie rigidizată la nivelul tălpilor riglei cu plăci pe ambele părți ale inimii stâlpului a căror grosime egalează grosimea tălpilor riglei și eventual și cu plăci înclinate în regiunea nodului.

Exemplu numeric 16.2

Să se verifice prinderea rigidă a riglei I 32 de stâlpul cu secțiunea – (300 × × 20 + 2 × 250 × 30), realizată cu placă de capăt supraînălțată, cu șuruburi de înaltă rezistență grupa de calitate 10. 9 (fig. 16.11).

(1) *Datele problemei*

– Momentul de încastrare de calcul M = 150 kNm;
– Reacțiunea verticală a riglei R = 240 kN;
– Caracteristicile secționale ale riglei I 32.

l = 320 mm; b = 131 mm; t_f = 17,5 mm; t_w = 11,5 mm

suduri de prindere a plăcii de capăt de riglă

– inimă 2 × a_i cu a_i = 6 mm, $6\sqrt{2}$ = 8,5 mm

$$2\,a_i = 2 \times 6 > t_w = 11{,}5 \text{ mm}$$

– talpă a_t = 9 mm, b = 130 mm, b_1 = 60 mm

$$(2 \times 6 + 13{,}1)\ 0{,}9\ \frac{36/\sqrt{3}}{0{,}8} = 585 \text{ kN} > 13{,}1 \times 1{,}75 \times 24 = 550 \text{ kN}$$

$$b_{eff} = t_w + 2\sqrt{2}\,a + 7\,t_f = 1{,}15 + 2\sqrt{2}.1 + 7 \times 1{,}75 = 16{,}30 \text{ cm} > 13{,}1 \text{ cm}$$

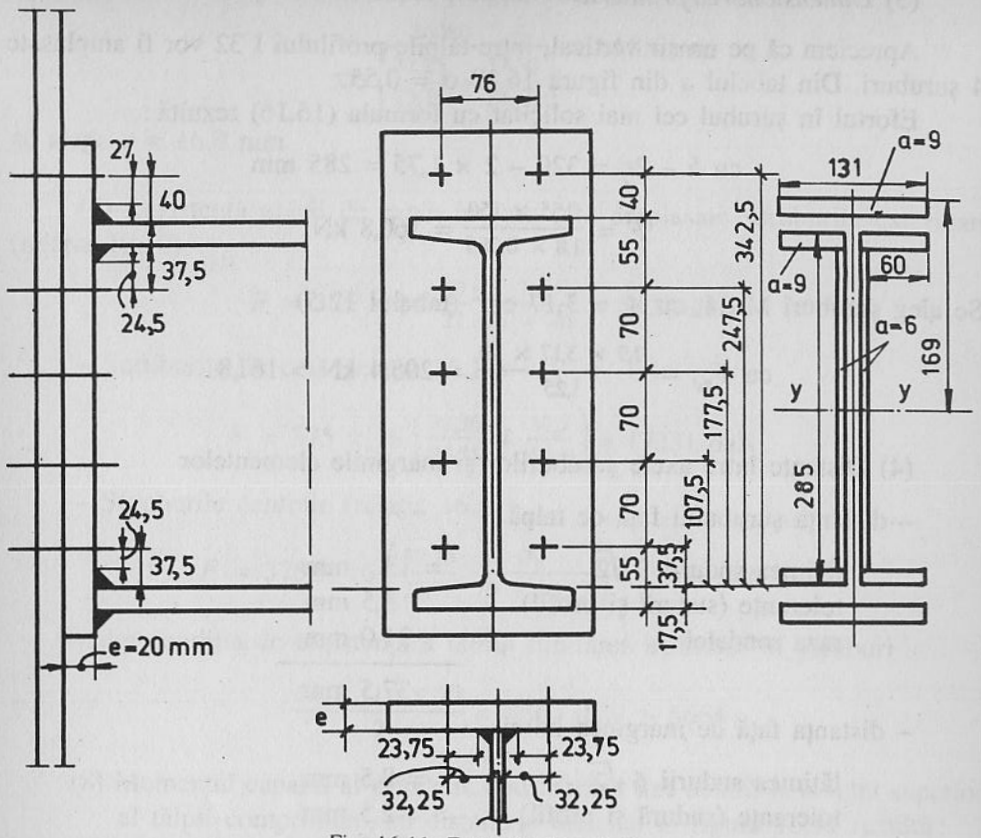


Fig. 16.11. Exemplu de calcul

(2) *Verificarea îmbinării sudate*

$$A_s = 2(32 - 2 \times 1{,}75)\ 0{,}6 = 34{,}2 \text{ cm}^2$$

$$I_s = 2\,\frac{0{,}6 \times 26{,}7^3}{12} + 2\,(13 + 2 \times 6)\,\frac{0{,}9^3}{12} + 2 \times 13 \times 0{,}9 \times 16{,}45^2 +$$

$$+ 4 \times 6 \times 0{,}9 \times 13{,}8^2 = 12351 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{12351}{16{,}9} = 731 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{1500000}{731} = 2051 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3600/\sqrt{3}}{0{,}8 \times 1{,}25} = 2078 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{24000}{34{,}2} = 702 \text{ daNcm}^2$$

$$\sigma_{ref} = \sqrt{2051^2 + 702^2} = 2352 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} =$$

$$= \frac{3600}{0{,}8 \times 1{,}25} = 3600 \text{ daN/cm}^2.$$

(3) *Dimensionarea prinderii*

Apreciem că pe un șir vertical, între tălpile profilului I 32 vor fi amplasate 4 șuruburi. Din tabelul *a* din figura 16.10 $\alpha = 0{,}55$.

Efortul în șurubul cel mai solicitat cu formula (16.16) rezultă:

$$\text{cu } h - 2t_f = 320 - 2 \times 1{,}75 = 285 \text{ mm}$$

$$F = \frac{0{,}55 \times 150}{1{,}8 \times 0{,}285} = 160{,}8 \text{ kN}.$$

Se aleg șuruburi M 24, cu $A_s = 3{,}17 \text{ cm}^2$ (tabelul 12.5)

$$\text{cu } F_{Rd} = \frac{0{,}9 \times 3{,}17 \times 90}{1{,}25} = 205{,}4 \text{ kN} > 161{,}8.$$

(4) Distanțe între axele șuruburilor și marginile elementelor

– distanța șurubului față de talpă

lățimea sudurii $9\sqrt{2}$	= 13 mm
toleranțe (sudură și profil)	3,5 mm
raza rondelei	21,0 mm
	37,5 mm

– distanța față de marginea inimii

lățimea sudurii $6\sqrt{2}$	= 8,5 mm
toleranțe (sudură și profil)	2,5 mm
raza rondelei	21,0 mm
	32,0 mm

– distanța între șuruburi

$$h - 2t_f - 2 \times 37{,}5 = 210 \text{ mm}$$

$$p_1 = \frac{210}{3} = 70 \text{ mm} > 3{,}4 \text{ d} = 68 \text{ mm}$$

(5) Pentru distanțele notate literar în figura 16.9 se obțin pentru exemplul tratat valorile trecute în figura 16.11

$$d_a = \frac{76 - 11{,}5}{2} = 32{,}25 \text{ mm}$$

$$e_a = 32{,}25 - 6\sqrt{2} = 23{,}75 \text{ mm}$$

$$c_E = 40 - 9\sqrt{2} = 27{,}0 \text{ mm}$$

$$d_E = 40 \text{ mm}$$

$$d_s = 55 - 17{,}5 = 37{,}5 \text{ mm}$$

$$c_s = 37{,}5 - 9\sqrt{2} = 24{,}5 \text{ mm}$$

$$p_1 = 70 \text{ mm}; \; p_2 = 76 \text{ mm}$$

(6) Grosimea plăcii de capăt (relația 16.20)

$$e = \frac{16080}{375\left(\frac{32{,}25}{23{,}75} + \frac{37{,}50}{24{,}50}\right)} = 14{,}85 \text{ mm}$$

se alege $e = 16{,}0$ mm

(7) Rezistența plăcii de capăt în care sunt amplasate șuruburile exterioare (relația 16.10)

$$F = 375 \times 16 \frac{40}{27} \frac{76}{76 + 40} = 5824 \text{ daN}.$$

– Șuruburile de colț (relația 16.11)

$$F = 375 \times 16 \left(\frac{32{,}25}{23{,}75} + \frac{37{,}5}{24{,}5}\right) = 17331 \text{ daN}.$$

– Șuruburile centrale (relația 16.13)

$$F = 375 \times 16 \left(\frac{32{,}75}{23{,}75} \frac{70}{70 + 32{,}25}\right) = 5664 \text{ daN}.$$

– din condiția de rezistență a inimii limitarea efortului în șuruburi

$$\frac{24 \times 11{,}5 \times 70}{2} = 9660 \text{ daN} > 5664.$$

(8) Momentul capabil al prinderii, considerând axa neutră la nivelul superior al tălpii comprimate, cu distanțele indicate în figura 16.11 rezultă:

$$M = 2[5824 \times 3425 + 17331 \times 0{,}2475 + 5664 \; (0{,}1775 + 0{,}1075)] =$$

$$= 15796 \text{ daNm} > 15000 \text{ daNm}.$$

Verificarea la forfecare a șuruburilor M. 24, grupa de calitate 10.9

$$R_{sd} = \frac{V}{n} = \frac{240}{10} = 24 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = \frac{0{,}6 \times 4{,}5 \times 90}{1{,}25} = 195{,}2 \text{ kN} > 24 \text{ kN}$$

cele două solicitări din întindere F_{tRd} și din forfecare F_{vRd} nu se însumează, deoarece se referă la secțiuni diferite ale șurubului.

Exemplu numeric 16.3

Același exemplu ca 16.2 cu diferența că placa de capăt este numai pe înălțimea riglei. Cu patru șuruburi pe un șir, din tabela b (fig. 16.10) rezultă $\alpha = 0{,}70$ și efortul în șurubul cel mai solicitat:

$$F = \frac{0{,}70 \times 150}{1{,}8 \times 0{,}285} = 204{,}6 \text{ kN}.$$

Se aleg șuruburi *M* 24, cu $A_s = 3{,}17$ cm^2 $3{,}17 \times 0{,}8 \times 90 = 228{,}2$ kN >204,6 kN grosimea plăcii de capăt din relația (16.21) este:

$$e = \frac{20460}{375\left(\frac{32{,}25}{23{,}75} + \frac{37{,}5}{2 \times 24{,}5}\right)} = 25{,}7 \text{ mm}$$

Se alege grosimea plăcii de capăt $e = 26$ mm

– cu această valoare efortul în șuruburile de colț (relația 16.12) rezultă

$$F = 375 \times 26 \left(\frac{32{,}75}{23{,}75} \frac{70}{70 + 32{,}25}\right) = 9204 \text{ daN} \leq 9660 \text{ daN}.$$

Momentul capabil al prinderii, cu distanțele față de axa neutră din figura 16.11 rezultă:

$$M = 2[20701 \times 0{,}2475 + 9204\ (0{,}1775 + 0{,}1075)] =$$
$$= 15492 \text{ daNm} > 15000 \text{ daNm}. \qquad (16.22)$$

16.3.1.2. Calculul prinderii rigide riglă-stâlp cu plăci de capăt și șuruburi la care repartiția eforturilor se face proporțional cu distanța față de centrul de compresiune.

În cazul că placa de capăt are o grosime *e* mare, cel puțin egală cu 1,25 d, se poate admite că repartizarea eforturilor care se dezvoltă în șuruburile de prindere a plăcii de capăt de talpa stâlpului, sub acțiunea momentului de încastrare a riglei, este proporțională cu distanțele șuruburilor din zona întinsă față de centrul de compresiune. Momentul de încastrare al riglei se descompune astfel într-o componentă care dă naștere la eforturi de întindere în șuruburile situate în jumătatea superioară a prinderii și o componentă – forța de compresiune, care se transmite prin talpa inferioară a riglei. Poziția centrului de compresiune este așadar situat la jumătatea grosimii tălpii inferioare a riglei (fig. 16.12).

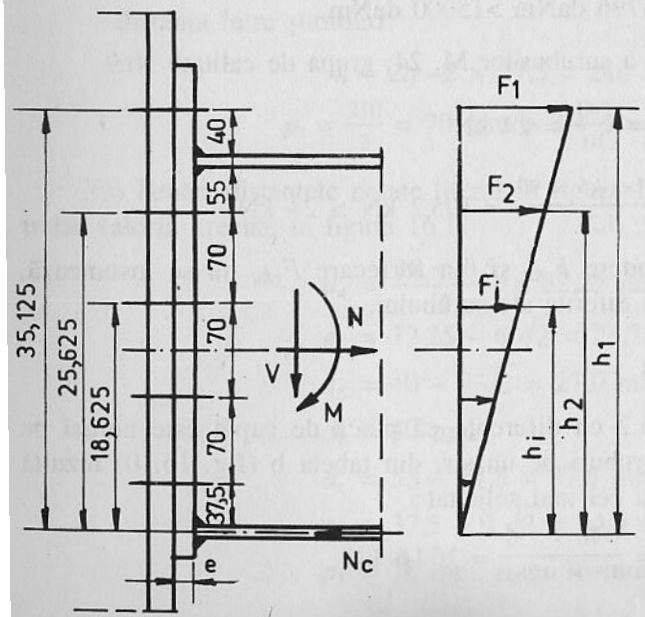


Fig. 16.12. Schema de calcul

Ecuația de echilibru $\Sigma M = 0$ scrisă față de centrul de compresiune va fi:

$$M = \Sigma F_i \cdot h_i \qquad (16.23)$$

și efortul în perechea de șuruburi extreme:

$$2F_1 = \frac{M \cdot h}{\sum_1^n h_i^2}. \qquad (16.24)$$

Condiția de dimensionare, conform tabelului 12.1, și relației 12.5, este:

$$F_{1Rd} \leq \frac{0{,}9\ A_s \cdot f_{ub}}{1{,}25}. \qquad (16.25)$$

Din reacțiunea verticală a riglei în cele *n* șuruburi rezultă o forță de forfecare

$$F_v = \frac{V}{n}. \qquad (16.26)$$

Efortul F_v care revine fiecărui șurub trebuie comparat cu efortul capabil de calcul la forfecare care rezultă din tabelul 12.1. și relațiile (12.1) sau (12.2) și efortul capabil de calcul la presiune diametrală tabelul 12.1 și relația (12.4).

Solicitările din întindere și din forfecare nu se însumează, deoarece cele două verificări se referă la secțiuni diferite.

Trebuie verificată și zona comprimată, efortul maxim de compresiune fiind.:

$$N_c = M \frac{\sum_1^n h_i}{\sum_1^n h_i^2}. \qquad (16.27)$$

Condiția de verificare fiind:

$$b\,(t_f + 2a)\, f_y/\gamma_M > N_c \qquad (16.28)$$

cu:

b și t_f – sunt lățimea și grosimea tălpii inferioare a riglei;

a – este grosimea de calcul a sudurilor de prindere a plăcii de capăt de talpa riglei.

Exemplu numeric 16.4

Cu datele din exemplul 16.2 și cu dimensiunile trecute în figura 16.12 să se verifice prinderea riglă-stâlp.

Din relația (16.23) se obține:

$$2F_1 = 150 \frac{0{,}35125}{(0{,}23125^2 + 0{,}25625^2 + 0{,}18625^2)} = 235{,}5 \text{ kN}. \qquad (16.29)$$

Efortul în șurubul cel mai solicitat $F_1 = 117{,}75$ kN, este deci un efort inferior față de 173,3 kN cât a fost determinat în exemplul 16.2 în șurubul cel mai solicitat. Șurubul M 20 cu $F_{Rd} = 142{,}5$ kN satisface condiția de verificare.

Grosimea plăcii de capăt cu e = 1,25 d rezultă e = 26 mm deci mult mai mare decât grosimea plăcii de capăt de 16 mm cât a rezultat în exemplu 16.2.

Dacă șuruburile de prindere ar fi din grupa de calitatea 4.6 ar fi necesare șuruburi M 27 cu A_s = 4,19 cm^2, cu efortul capabil de 120 kN > 117 kN și placa de capăt ar rezulta cu grosimea e = 34 mm.

Verificarea în zona comprimată cu relația (16.27) conduce la:

$$2F_1 = 150 \frac{0{,}35125 + 25625 + 0{,}18625 + 0{,}11625 + 0{,}04625}{0{,}35125^2 + 0{,}25625^2 + 0{,}18625^2 + 0{,}11625 + 0{,}46625^2} =$$

$$= 150 \frac{0{,}956}{0{,}237} = 605 \text{ kN} < 13{,}1 \ (1{,}75 + 2 \times 0{,}9) \ 24/1{,}1 = 1015 \text{ kN}. \quad (16.30)$$

16.3.2. PRINDEREA RIGLĂ-STÂLP PRIN INTERMEDIUL UNOR PROFILE T (fig. 16.13)

Profilele T, prin care se realizează prinderea celor două tălpi ale riglei de talpa stâlpului, pot fi obținute prin tăierea unor profile laminate dublu T, sau pot fi executate prin sudură, din două plăci ale căror grosimi corespund cu grosimea tălpii riglei, respectiv a stâlpului.

Efectul momentului de încovoiere transmis prin rigla în nod, este descompus într-un cuplu $N \cdot h_1$. Forțele N de întindere la nivelul tălpii superioare

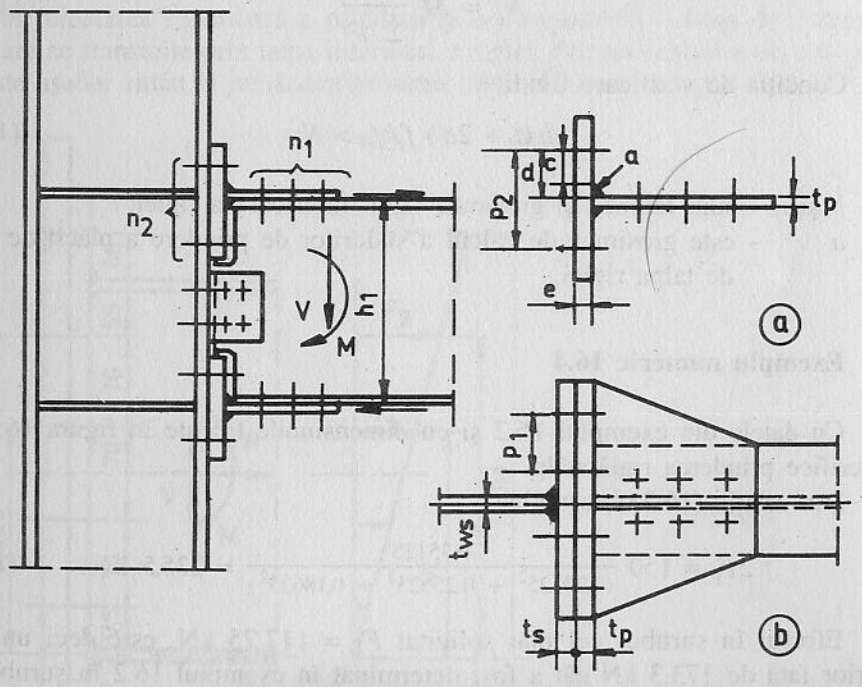


Fig. 16.13. Prindere cu două profile T și corniere

și de compresiune la nivelul tălpii inferioare, în cazul momentelor negative, sunt transmise mai departe în nod prin șuruburile n_1 cu care tălpile riglei sunt prinse de inima profilelor T. Profilele T la rândul lor, sunt prinse cu n_2 șuruburi de talpa stâlpului.

Efectul reacțiunii verticale a riglei este transmis în nod prin cornierele care leagă inima riglei de talpa stâlpului (fig. 16.13).

Șuruburile care transmit efortul N din talpa riglei în inima profilului T lucrează la simplă forfecare, respectiv presiune diametrală. Numărul acestor șuruburi n_1 rezultă așadar din relațiile:

$$F_{vRd} = n_1 \frac{0{,}6 \ A \ f_{ub}}{1{,}25} \geq N \quad (16.31)$$

și din tabelul 15.3 cu distanțele minime pentru e_1 și p_1

$$F_{bRd} = n_1 \times 1 \times d \times t \times f_u > N \quad (16.32)$$

A din relația (16.31) reprezintă secțiunea brută a unui șurub.

t din relația (16.32) reprezintă cea mai mică valoare dintre grosimile tălpii riglei și a inimii profilului T.

Distribuția acestor șuruburi este arătată în figura 16.13 a.

Șuruburile care transmit efortul N de la profilul T la talpa stâlpului lucrează la întindere. Efortul de calcul la întindere al unui șurub rezultă din tabelul 12.1 relația (12.5).

Condiția va fi așadar:

$$n_2 \cdot \frac{0{,}9 \ A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \geq N \quad (16.33)$$

în care:

A_s – este secțiunea netă a unui șurub (tabelul 12.5)

f_{ub} – rezistența maximă la tracțiune în funcție de calitatea oțelului din care este confecționat șurubul;

γ_{Mb} – coeficientul parțial de siguranță, care se ia egal cu 1,25.

În plus, șuruburile de pe talpa profilului T lucrează exact în condițiile arătate în figura 16.8. Pentru ca deformațiile tălpii profilului T să fie foarte mici și deci nodul să fie rigid, eforturile în șuruburi nu vor trebui să depășească valoarea exprimată prin relația (16.9)

$$F_{Rd} \leq 375 \ e \frac{d}{c} \frac{p_1}{p_1 + d} > \frac{N}{n_2} = \frac{M}{h_1 \cdot n_2} \quad (16.34)$$

în care:

e – este grosimea tălpii profilului T

d, c, și p_1 distanțe precizate în figura 16.13 a.

Şuruburile cu care sunt prinse cele două corniere de inima riglei trebuie verificate la dublă forfecare, respectiv presiune diametrală, la un efort rezultant:

$$N_r = \sqrt{N_M^2 + N_V^2} \qquad (16.35)$$

în care N_M este un efort orizontal care se dezvoltă în şuruburi datorită excentricităţii prinderii cu $M = V \cdot e$, şi N_v este un efort vertical care se dezvoltă în fiecare şurub şi provine din repartiţia reacţiunii verticale pe cele n şuruburi de prindere (vezi 16.1.1 prindere articulată). Şuruburile cu care cele două corniere sunt prinse de talpa stâlpului se verifică la simpla forfecare şi la presiune diametrală, fiecărui şurub revenindu-i o forţă egală cu reacţiunea V repartizată pe numărul acestor şuruburi.

Exemplu numeric 16.5

Să se verifice prinderea riglă-stâlp realizată cu două profile T la nivelul celor două tălpi ale riglei şi cu corniere pe inimă.

Date ale problemei:

– Secţiunea riglei I 32, secţiunea stâlpului 300 × 20 + 2 × 300 × 30;
– Momentul de încastrare al riglei 200 kNm;
– Reacţiunea verticală a riglei V = 240 kN;

a) prinderea tălpilor de profilul T

Profilul T a fost realizat dintr-o inimă cu grosimea t_p = 18 mm (mai mare decât grosimea tălpii riglei I 32 egală cu 17,3 mm) şi talpa cu grosimea de 30 mm egală cu grosimea tălpii stâlpului. Dimensiunile tălpii, lăţimea şi lungimea sunt stabilite în funcţie de numărul şi diametrul şuruburilor.

Din momentul de încastrare rezultă forţele N:

$$N = \frac{2000000}{32 - 2 \times 1{,}73} = 67800 \text{ kN}$$

b) prinderea tălpii pe inima profilului T cu 6 şuruburi M. 20 din grupa de calitate 8.8, cu A = 3,14 cm^2. Diametrul M 20 a fost determinat de faptul că pe talpa profilului I 32 diametrul maxim al unei găuri este de 21 mm.

– Efortul care poate fi transmis prin simplă forfecare printr-un şurub (relaţia 12.1) în tab. 12.1)

$$F_{vRd} = \frac{0{,}6\ A\ f_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{0{,}6 \times 3{,}14 \times 8000}{1{,}25} = 12060 \text{ daN} > \frac{67800}{6} = 11300 \text{ daN}.$$

– Efortul care poate fi transmis prin presiune diametrală printr-un şurub tabelul 12.3) cu distanţele minime e_1 şi p_1 rezultă:

$$F_{bRd} = 1 \times d \times t \times f_u = 1 \times 2 \times 1{,}3 \times 8000 =$$

$$= 27680 \text{ daN} > \frac{67800}{6} = 11300 \text{ daN}.$$

c) prinderea profilului T de talpa stâlpului, verificare la întindere.

8 şuruburi M 20 din grupa de calitate 8,8 cu A_s = 2,20 cm^2 din relaţia (12.5 tabelul 12.1) rezultă:

$$F_{tRd} = \frac{0{,}9\ A_s\ f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0{,}9 \times 2{,}20 \times 8000}{1{,}25} = 12672 \text{ daN} > \frac{67800}{8}.$$

Din condiţia de rezistenţă a tălpii profilului T în dreptul unui şurub, din relaţia (16. 9) rezultă:

$$d = (p_2 - t_p)\ \frac{1}{2} = (110 - 18)\ \frac{1}{2} = 46 \text{ mm}$$

$$c = d - a\sqrt{3} = 46 - 9\sqrt{3} = 33 \text{ mm}$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e = 30 \text{ mm}.$$

$$F_{Rd} = 375 \times 30 \times \frac{46}{33} \times \frac{60}{106} = 8876 \text{ daN} > \frac{67800}{8} = 8475 \text{ daN}.$$

d) prinderea cu două corniere 100 × 100 × 12 la reacţiunea V = 240 kN cu două şuruburi pe inima riglei şi patru şuruburi pe talpa stâlpului. Şuruburi M 20 din grupa de calitate 8,8 cu A = 3,12 cm^2.

Şuruburile de pe inima riglei

– din excentricitatea prinderii

$$M = 2400 \times 5{,}5 = 132000 \text{ daNcm}$$

cu distanţa 100 mm, revine unui şurub

$$H = \frac{132000}{10} = 13200 \text{ daN}$$

din forfecare produsă de reacţiunea V

$$N_v = \frac{24000}{2} = 12000 \text{ daN}$$

– efortul rezultant

$$N_R = \sqrt{13200^2 + 12000^2} = 17840 \text{ daN}.$$

Efortul capabil la dublă forfecare

$$F_{vRd} = 2\ \frac{0{,}6 \times 3{,}14 \times 8000}{1{,}25} = 24100 \text{ daN} > 17840 \text{ daN}.$$

Prinderea cornierelor de talpa stâlpului cu 2 şuruburi M 20 din grupa de calitate 8. 8.

$$N_v = \frac{24000}{2} = 12000 \text{ daN}.$$

Efortul capabil la simplă forfecare

$$F_{vRd} = \frac{0{,}6 \times 3{,}14 \times 8000}{1{,}25} = 12050 \text{ daN} > 12000 \text{ daN}.$$

16.3.3. PRINDEREA RIGLĂ-STÂLP CU DOUĂ PLĂCI ORIZONTALE ȘI O PLACĂ VERTICALĂ (Fig. 16.14)

Nodul de prindere al riglei de stâlp este format din două plăci sudate pe talpa stâlpului din atelier cu cusături în adâncime sau cu cusături de colț. Distanța măsurată între cele două plăci trebuie să corespundă înălțimii totale a riglei plus o toleranță de + 1, + 2 mm. A treia placă așezată în plan vertical și sudată cu cusături de colț de talpa stâlpului are ca poziție fața laterală a inimii riglei.

Determinarea numărului de șuruburi de prindere a tălpilor riglei de plăcile orizontale se face, ca și în cazul precedent (16.3.1.3), la forțele longitudinale N care rezultă din descompunerea momentului de încastrare M într-un cuplu $M = N \cdot h_1$. Șuruburile trebuie verificate la simplă forfecare cu relația (16.28) și la presiune diametrală cu relația (16.29)

Șuruburile de prindere de placa verticală, așezată unilateral față de inima riglei se verifică la simplă forfecare și la presiune diametrală la efortul rezultant din relația (16.35)

Această soluție constructivă, relativ simplă, poate să ridice multe dificultăți la șantier cauzate în special de nepotriviri în coincidența găurilor de prindere în elementele componente.

O soluție tehnologică recomandabilă constă în executarea găurilor de prindere cu diametre mai mici, asamblarea tronsoanelor de cadre în plan orizontal, în atelier și alezarea găurilor la diametrul definitiv. Deși riglele din întreaga clădire pot avea aceeași poziție, ele vor trebui marcate fiecare corespunzător cu numărul de ordine al nodurilor în care găurile au fost alezate. O atenție deosebită trebuie de asemenea acordată înlăturării deformațiilor care se pot ivi în timpul transportului la plăcile de prindere sudate din atelier pe stâlpi. Poziția lor corectă trebuie verificată și refăcută, dacă este cazul, înainte de ridicarea stâlpilor.

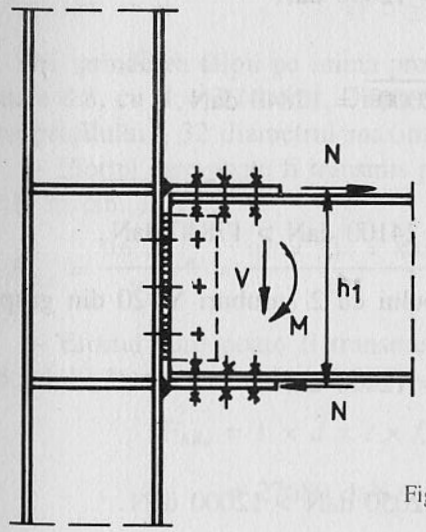


Fig. 16.14. Prinderea cu două plăci orizontale și una verticală

16.3.4. PRINDERE RIGLĂ-STÂLP CU DOUĂ CORNIERE LA NIVELUL TĂLPILOR RIGLEI ȘI CU DOUĂ CORNIERE PE INIMA (Fig. 16.15)

Rigiditatea acestui sistem de prindere mai ales dacă inima stâlpului nu este rigidizată, este scăzută (diagrama 16.1) Această scădere a rigidității prinderii se explică prin dezdoirea cornierei de la nivelul tălpii întinse existând posibilitatea

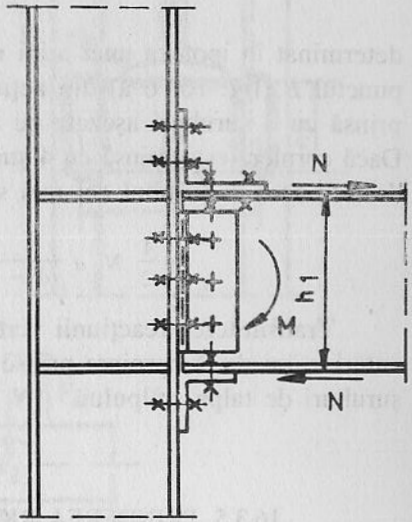


Fig. 16.15. Prinderea cu corniere

ca la forțe mari să se formeze la aripile cornierelor articulații plastice, așa cum este arătat în figura 16.16. Această deformare a cornierei de prindere este cu atât mai mare cu cât grosimea aripei cornierei este mai mică și distanța din axul șurubului de prindere a cornierei de talpa stâlpului față de colțul cornierei este mai mare.

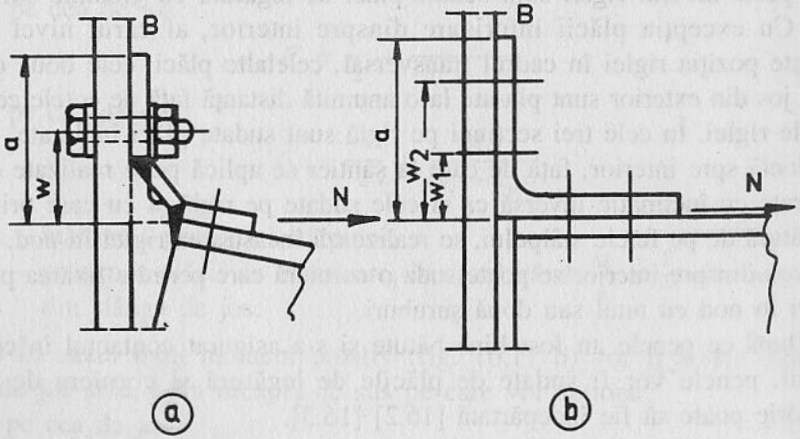


Fig. 16.16. Deformațiile cornierelor de prindere

Ca și în cazul soluțiilor anterioare (16.3.1.4) și (16.3.1.5) șuruburile care prind corniera de talpa grinzii lucrează la simplă forfecare și la presiune diametrală din forța longitudinală N rezultată din descompunerea momentului de încastrare în cuplul de forțe $N = M/h_1$.

Șuruburile care prind corniera superioară de talpa stâlpului sunt solicitate la întindere la un efort axial egal cu:

$$\frac{1}{2}\,\frac{N \cdot a}{a - w} \le \frac{0{,}9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \qquad (16.36)$$

determinat în ipoteza unei aripi rigide, din tendința de rotire a cornierei față de punctul B (fig. 16.16 a) din acțiunea execentrică a forței N. Dacă corniera este prinsă cu 4 șuruburi așezate pe aceeași linie, în fața fracției apare evident 1/4. Dacă corniera este prinsă cu 4 șuruburi așezate pe două linii (fig. 16.16 b) efortul de întindere în șurubul cel mai solicitat va fi:

$$\frac{1}{2}\,N \cdot a\,\frac{a - w_1}{(a - w_1)^2 + (a - w_2)^2} \le \frac{0{,}9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}}. \qquad (16.37)$$

Transmiterea reacțiunii verticale V în nod se face, ca și în cazurile arătate anterior, cu două corniere prinse cu șuruburi de inima riglei și de asemenea cu șuruburi de talpa stâlpului.

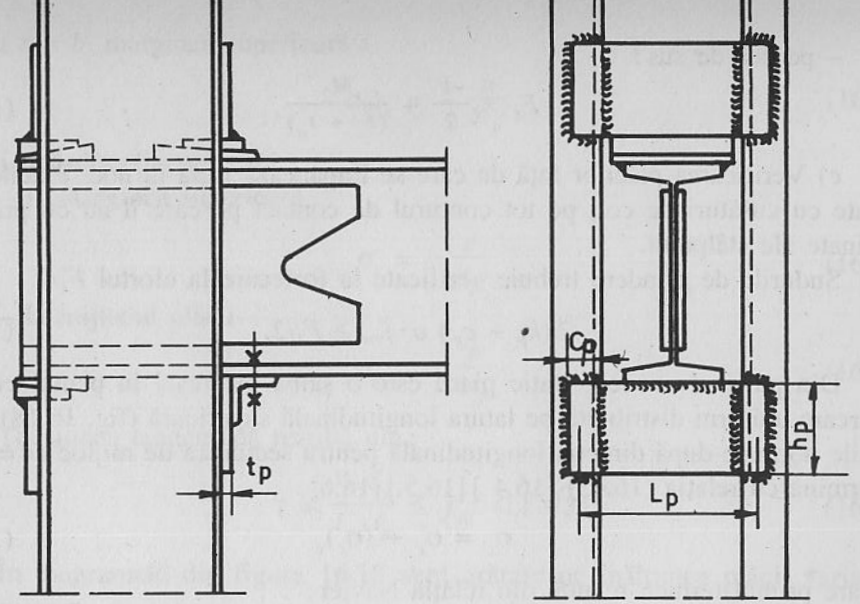
16.3.5. PRINDEREA RIGIDĂ RIGLĂ-STÂLP PRIN ÎMPĂNARE

O soluție de prindere rigidă a riglei de stâlp reprezintă soluția arătată în figura 16.17, la care încastrarea riglei în nod se realizează prin împănare.

Secțiunea transversală a stâlpului este alcătuită din două profile laminate U sau I distanțate astfel ca între ele să pătrundă rigla cadrului. Pe fețele laterale sub și peste nivelul riglei sunt sudate plăci de legătură cu grosime suficient de mare. Cu excepția plăcii inferioare dinspre interior, al cărui nivel superior definește poziția riglei în cadrul transversal, celelalte plăci, cele două de sus și cea de jos din exterior sunt plasate la o anumită distanță față de cotele celor două tălpi ale riglei. În cele trei secțiuni pe riglă sunt sudate plăci înclinate, cu panta ascendentă spre interior, față de care la șantier se aplică pene realizate din plăci prelucrate cu înclinație inversă ca și cele sudate pe riglă și cu care prin plăcile de legătură de pe fețele stâlpului, se realizează încastrarea riglei în nod. Pe placa inferioară dinspre interior se poate suda o cornieră care permite fixarea provizorie a riglei în nod cu unul sau două șuruburi.

După ce penele au fost bine bătute și s-a asigurat contactul în cele patru secțiuni, penele vor fi sudate de plăcile de legătură și corniera de prindere provizorie poate să fie îndepărtată [16.2] [16.3].

Acest sistem asigură încastrarea riglei atât la momente pozitive cât și la cele negative.



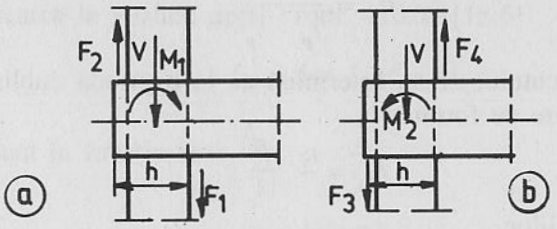


Fig. 16.17. Prinderea prin împănarea riglei

a) În cazul unui moment negativ (fig. 16.17 a) vor fi active plăcile din dreapta de jos și cea din stânga de sus pe care vor acționa forțele:

– pe cea de jos:

$$F_1 = \frac{V}{2} + \frac{M_1}{(h_s + t_p)} \qquad (16.38)$$

– pe cea de sus:

$$F_2 = \frac{-V}{2} + \frac{M_1}{(h_s + t_p)} \qquad (16.39)$$

unde:

h_s – înălțimea profilului stâlpului;

t_p – grosimea plăcii de încastrare, în cazul când $\frac{M}{h} > \frac{V}{2}$ este activă placa din stânga de jos:

b) În cazul unui moment pozitiv (fig. 16.17 b) vor fi active plăcile din stânga de jos și cea din dreapta de sus pe care vor acționa:

– pe cea de jos:

$$F_3 = \frac{V}{2} + \frac{M_2}{(h_s + t_p)} \qquad (16.40)$$

– pe cea de sus:

$$F_4 = \frac{-V}{2} + \frac{M_2}{(h_s + t_p)}. \qquad (16.41)$$

c) Verificarea plăcilor față de care se împănează rigla în nod. Plăcile sunt sudate cu cusături de colț pe tot conturul de contact pe care îl au cu profilele laminate ale stâlpului.

Sudurile de prindere trebuie verificate la forfecare la efortul $F_1/2$

$$2\,(h_p + c_p)\; a \cdot f_{vw} \geq F_1/2. \qquad (16.42)$$

Din punct de vedere static placa este o șaibă încărcată în planul ei cu o încărcare uniform distribuită pe latura longitudinală superioară (fig. 16.18). Tensiunile normale după direcția longitudinală pentru secțiunea de mijloc ($x = 0$) se determină cu relația (16.43) [16.4] [16.5.] [16.6]

$$\sigma_x = \sigma_x^* + (\sigma_x)_x \qquad (16.43)$$

în care primul termen rezultă din relația Navier:

$$\sigma_x^* = \frac{4\,M}{t_p \cdot h_p^2}. \qquad (16.44)$$

Valoarea momentului M se determină ca la o grindă dublu încastrată, în secțiunea de încastrare cu formula

$$M = -\frac{pl^2}{12}$$

și în secțiunea de mijloc

$$M = +\frac{pl^2}{24}$$

Al doilea termen ia în considerare efectul de șaibă și rezultă din relația:

$$(\sigma_x)_x = \frac{p}{2t_p}\left[\frac{3}{5}\,\frac{z}{b} - \left(\frac{t_p}{b}\right)^3\right] \qquad (16.45)$$

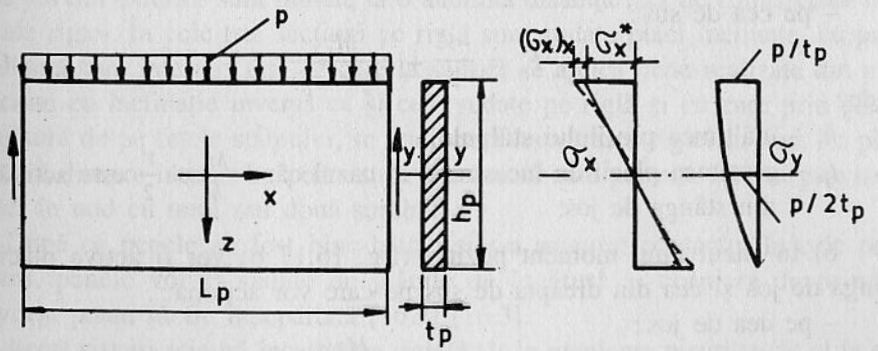


Fig. 16.18. Plăcile verticale de împănare

pentru $z = b$, marginea superioară

$$(\sigma_x)_x = -\frac{p}{5t_p} \qquad (16.46)$$

După direcția verticală:

– la marginea superioară

$$\sigma_z = -\frac{p}{t_p} \qquad (16.47)$$

– la mijlocul plăcii

$$\sigma_z = -\frac{p}{2t_p} \qquad (16.48)$$

Tensiunea tangențială rezultă din:

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{I_y \cdot t_p} \leq f_y / (1{,}1\sqrt{3}) \qquad (16.49)$$

În diagramele din figura 16.18 sunt arătate pe înălțimea plăcii variațiile tensiunilor σ_x, σ_z și τ.

d) Verificarea la voalare după Protte [16.5.] [16.6]

$$p_{ki} = k\sigma_E L_p \cdot t_p \qquad (16.50)$$

k – un coeficient în funcție $\alpha = \frac{L_p}{h}$ și $\frac{c}{i_p}$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2\, Et_p^2}{12\,(1 - \nu^2)\, h_p^2}$$

e) Verificarea la strivire se face cu relația (14.76)

$$R_{zRd} = s_s t_p\, f_y / \gamma_{M1} \leq F \qquad (16.51)$$

cu: F din relația (16. 38)

f) Verificarea la forfecare a inimii riglei. Pe porțiunea dintre cele două plăci prin care se realizează încastrarea în nod a riglei, forța de forfecare are valoare mare. Este necesară verificarea la forfecare a inimii riglei și de regulă este necesară întărirea acesteia cu plăci laterale, sudate, așa cum este arătat în figura 16.17.

Condiția de verificare va fi:

$$F < (t_w + 2t_r)\; h_i \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}) \qquad (16.52)$$

în care:

t_w – este grosimea inimii riglei;

t_r – este grosimea plăcilor de întărire;

F – relația (16.38).

Exemplu numeric 16.6

Să se verifice prinderea în nod a riglei prin împănare (fig. 16.17).
Datele problemei:

– Secțiunea riglei I 32

Momentul de încastrare 200 kNm
Reacțiunea verticală 240 kN

– Secțiunea stâlpului 2 I 30 distanțate la 150 mm.

Se apreciază grosimea plăcilor sudate pe stâlp, prin care se realizează împănarea riglei la 32 mm.

În cazul momentului de încastrare negativ, situația cea mai defavorabilă, cu relațiile (16.38) și (16.39) se obține:

$$F_1 = \frac{240}{2} + \frac{200}{0{,}332} = 722 \text{ kN} = 72200 \text{ daN}.$$

a) Verificarea sudurilor de prindere se face cu relația (16.42)
cu $h_p = 25$ cm; $c_p = 4{,}0$ cm, $a = 1$ cm rezultă:

$$f_{vw} = \frac{3600/\sqrt{3}}{0{,}8 \times 1{,}25} = 2078 \text{ daN/cm}^2.$$

$$2\,(25 + 4) \cdot 1 \times 2078 = 120524 \text{ daN} > 36100 \text{ daN}$$

b) Verificarea plăcilor de împănare a riglei cu $L_p = 18$ cm
– momentul de încovoiere din încărcarea uniform repartizată pe lungimea plăcii L_p rezultă:

$$M = \frac{72200}{18} \cdot \frac{18^2}{12} = 108300 \text{ daNcm}$$

și σ_x^* din relația (16.44)

$$\sigma_x^* = \frac{4 \times 108300}{3{,}2 \times 25^2} = 2166 \text{ daN/cm}^2 < \frac{2400}{1{,}1} = 2182 \text{ daN/cm}^2$$

în secțiunea de mijloc a plăcii tensiunea la marginea superioară va fi 1083 daN/cm^2.

Din relația (16.46) rezultă o creștere a tensiunii în secțiunea de mijloc a plăcii la nivelul marginii superioare

$$(\sigma_x)_x = -\frac{P}{5t_pL_p} = \frac{72200}{18 \times 5 \times 3{,}2} = 250 \text{ daN/cm}^2$$

și deci

$$\sigma_x = 1083 + 250 = 1333 \text{ daN/cm}^2$$

c) Verificarea plăcii după direcție verticală; din relația (16.47) se obține:

$$\sigma_z = -\frac{P}{t_pL_p} = -\frac{72200}{18 \cdot 3{,}2} = 1253 \text{ daN/cm}^2$$

d) verificarea la forfecare

$$\tau = 1{,}5\,\frac{V}{A_p} = 1{,}5\,\frac{72200}{2 \times 25 \times 3{,}2} = 677 \text{ daN/cm}^2 < \frac{2400}{\sqrt{3} \times 1{,}1} = 1260 \text{ daN/cm}^2$$

e) verificarea la strivire; cu relația (14.78) se obține:

$$15 \times 3{,}2 \times 2400/1{,}1 = 104700 \text{ daN} > 72200 \text{ daN}.$$

f) verificarea la forfecare a inimii riglei întărită cu 2 două plăci cu $t_r = 1$ cm, din relația (16.52) rezultă

$$(1{,}15 + 2 \times 1)\,28 \times \frac{2400}{1{,}1\sqrt{3}} = 111100 \text{ daN} > 72200 \text{ daN}.$$

16.3.6. PRINDEREA RIGLĂ-STÂLP RIGIDĂ PRIN SUDAREA DIRECTĂ A RIGLEI PE TALPA STÂLPULUI

Rigla tăiată la lungime exactă cu fețele frontale perfect plane și perpendiculare pe axa longitudinală realizată prin frezare este sudată în nod direct de talpa stâlpului care de asemenea trebuie să fie perfect plană și verticală (fig. 16.19).

Secțiunea stâlpului trebuie să fie rigidizată cu plăci orizontale pe o parte și alta a inimii așezate la nivelul celor două tălpi ale riglei și eventual și cu plăci înclinate.

Efortul capabil de calcul al inimii secțiunii rigidizate a stâlpului, supusă la un efort de întindere este cel puțin egal cu efortul tălpii riglei, cu condiția ca rigidizările să îndeplinească următoarele condiții:

- grosimea rigidizărilor de pe inima stâlpului să fie cel puțin egală cu grosimea tălpii riglei și din aceeași calitate de oțel;
- sudurile dintre rigidizări și talpa stâlpului să fie capabile să reziste la efortul transversal egal cu efortul din talpa riglei;

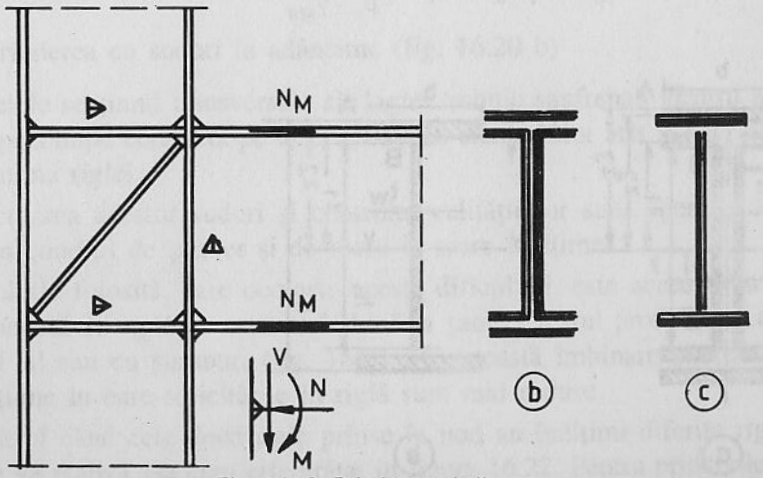


Fig. 16.19. Prindere sudată

– sudurile de prindere a rigidizărilor de inima secțiunii transversale a stâlpului trebuie verificate de asemenea la efortul transversal transmis în nod prin talpa riglei.

Condițiile de mai sus sunt valabile atât pentru zona inimii solicitate la întindere cât și pentru cea solicitată la compresiune.

În cazul rigidizării panoului de inimă a stâlpului cu nervuri diagonale, acestea trebuie dimensionate la eforturile de întindere sau compresiune transmise prin tălpile riglei. Sudurile de prindere a rigidizărilor de tălpile stâlpului trebuie verificate la eforturile din rigidizări. Sudurile de prindere dintre rigidizări și inima stâlpului sunt constructive.

Prinderea riglei de talpa stâlpului se poate realiza cu cusături de colț (fig. 16.20 a) sau cu cusături în adâncime (fig. 16.20 b).

a) Calculul prinderii cu cusături de colț solicitată la momentul de încovoiere M și forța tăietoare V.

Caracteristicile secționale:

$$A = (2b + 4b_1)\,a + 2h_i a_i$$

$$A_s = 2h_i a_i$$

$$I_y = 2\,\frac{a^3}{12}\,(b + 2b_1) + 2ba\,z_2^2 + 4b_1 \cdot z_1^2 + 2\,\frac{a_1 h_1^3}{12}$$

$$W_y = \frac{I_y}{z_3}$$

$$\sigma_A = \frac{M}{W_y} \le f_{yw} \quad \text{cu} \quad f_{yw} \text{ din (12.14)} \tag{16.53}$$

$$\sigma_B = \frac{M}{I_y} \cdot \frac{h_i}{2} \le f_u/\gamma_{Mw} \tag{16.54}$$

$$\tau_v = \frac{V}{A_s} \tag{16.55}$$

$$\sigma_{ref} = \sqrt{\sigma_B^2 + \tau_v^2} \le \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{MW}}. \tag{16.56}$$

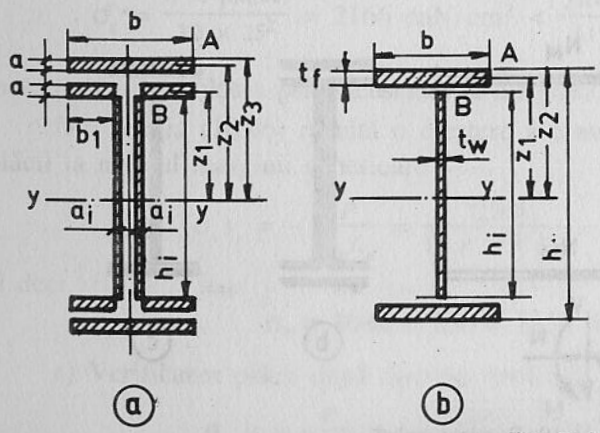


Fig. 16.20. Sudurile de prindere a riglei în nod

Exemplu numeric 16.7

Să se verifice prinderea riglei I 32 sudată direct pe talpa stâlpului. Secțiunea stâlpului 300 × 10 + 2 × 250 × 20.

Momentul de încastrare al riglei M = 150 kNm
Reacțiunea verticală a riglei V = 240 kN

a) Prinderea cu suduri de colț (fig. 16.20 a)

– dimensiunile sudurilor

la tălpi: 130 × 10 + 2 × 60 × 10.

la inimă 2 × 0,6 × 26,5.

$$I_y = 2\,\frac{1^3}{12}\,(13 + 2 \times 6) + 2 \times 13 \times 1 \times 16{,}5^2 +$$

$$+ 4 \times 6 \times 1 \times 13{,}75^2 + 2\,\frac{0{,}6 \times 26{,}5^3}{12} = 13517 \text{ cm}^4$$

$$W_y = \frac{13517}{17{,}0} = 795 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_A = \frac{1500000}{795} = 1887 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3600/\sqrt{3}}{0{,}8 \times 1{,}25} = 2078 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{1500000}{13517} \cdot \frac{26{,}5}{2} = 1470 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{24000}{2 \times 0{,}6 \times 26{,}5} = 755 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{ref} = \sqrt{1470^2 + 755^2} = 1653 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3600}{0{,}8 \times 1{,}25} = 3600\ \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

b) Prinderea cu suduri în adâncime (fig. 16.20 b)

Capetele secțiunii transversale ale riglei trebuie șanfrenate pentru a asigura suduri cu penetrație completă pe toată grosimea elementelor atât la cele două tălpi cât și la inima riglei.

Executarea acestor suduri și controlul calității lor sunt operații dificil de executat în condiții de șantier și de lucru la mare înălțime.

O soluție folosită, care ocolește aceste dificultăți, este aceea de a suda în atelier o bucată de riglă de care se îmbină la șantier restul profilului, cu sudură (fig. 16.21 a) sau cu șuruburi (fig. 16.21 b). Această îmbinare poate fi plasată într-o secțiune în care solicitările în riglă sunt mai reduse.

În cazul când cele două rigle prinse în nod au înălțimi diferite rigidizarea nodului se va realiza așa cum este arătat în figura 16.22. Pentru prinderile riglelor în nod pot fi folosite oricare din soluțiile prezentate în paragrafele anterioare.

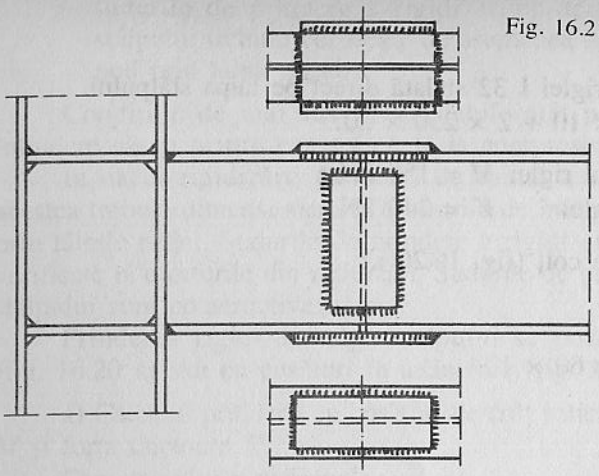
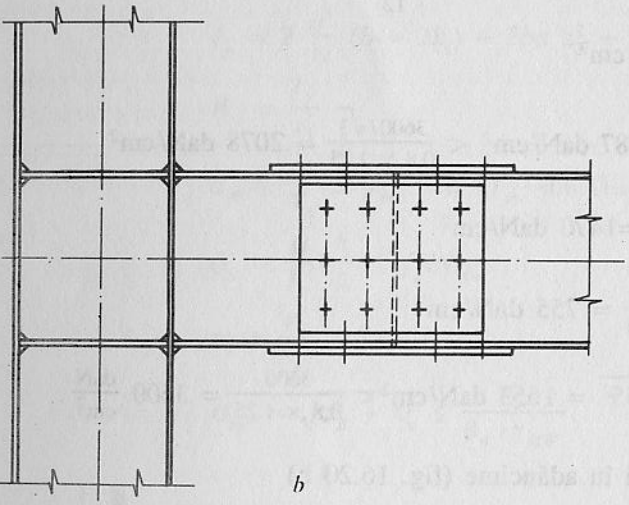
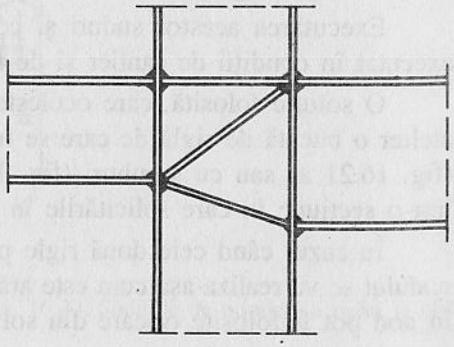


Fig. 16.21. Soluții care simplifică montajul:
a – îmbinare sudată
b – îmbinare cu șuruburi

a



b



ig. 16.22. Nod rigidizat cu rigle de înălțimi diferite

16.4. PRINDERE RIGLĂ-STÂLP SEMI-RIGIDĂ

16.4.1. GENERALITĂȚI

Prinderile riglă-stâlp semirigide, din punct de vedere al rigidității, se încadrează între prinderea articulată și prinderea rigidă.

Rigiditatea la rotire mai redusă a prinderii semirigide conduce la apariția unor deformații importante care influențează în mod semnificativ atât repartizarea solicitărilor în structură, cât și deformațiile structurii în ansamblul ei. Efectul $P \cdot \Delta$ la structurile cu prinderi semirigide este important. Din acest motiv structurile cu noduri deplasabile executate cu noduri semirigide sunt structuri cu un număr redus de nivele. Prinderile riglă-stâlp semirigide sunt folosite cu succes la structurile contravântuite.

Din punct de vedere al momentului rezistent al prinderii, prinderile semirigide, cu un moment rezistent parțial, se încadrează între prinderea rigidă cu moment rezistent complet și prinderea articulată cu moment rezistent teoretic nul.

În comparația tehnico-economică între cele două soluții de alcătuire a nodurilor de prindere articulate și semirigide la structurile contravântuite, prezența unei rezistențe parțiale a nodului semirigid permite o dimensionare cu înălțimi și secțiuni mai reduse față de soluția nodului articulat. Într-un studiu comparativ efectuat în cadrul CECM în numele grupului de lucru tehnic 10.2, prinderi semirigide, se apreciază că economiile la costul de fabricație a structurii cu noduri semi-rigide merg de la 4% până la 13% față de prinderile articulate, iar reducerea înălțimii riglei merge până la 25% [16.7]

16.4.2. PRINDERE RIGLĂ-STÂLP SEMI-RIGIDĂ, SUDATĂ

Rigla tăiată la lungime exactă, cu fețele de capăt frezate pentru a avea siguranța unor suprafețe perfect plane și perpendiculare pe axa longitudinală a riglei este sudată în nod de talpa stâlpului care de asemenea trebuie să fie plană și verticală (fig. 16.23).

Efortul capabil de calcul al prinderii din momentul de încastrare transmis în nod de rigla cadrului depinde de:

1. efortul capabil de calcul al zonei de întindere a nodului F_{tRd};
2. efortul capabil de calcul al zonei de compresiune a nodului F_{cRd};
3. efortul capabil de calcul al zonei solicitată la forfecare V_{plRd}.

Efortul capabil de calcul al zonei solicitată la întindere pentru profilele I și H, laminate sau alcătuite prin sudură.

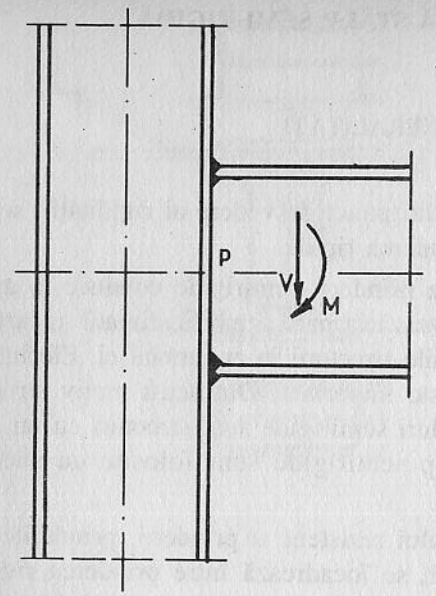


Fig. 16.23. Nod semi-rigid

a) Efortul capabil de calcul al tălpii nerigidizate a stâlpului supusă la un efort transversal de întindere (fig. 16.24) este precizat prin următoarele relaţii:

$$F_{tRd} = \left[(t_{wc} + 2r_c)\ t_{fb} + 7t_{fc}^2\right] f_y/\gamma_{M0} \qquad (16.57)$$

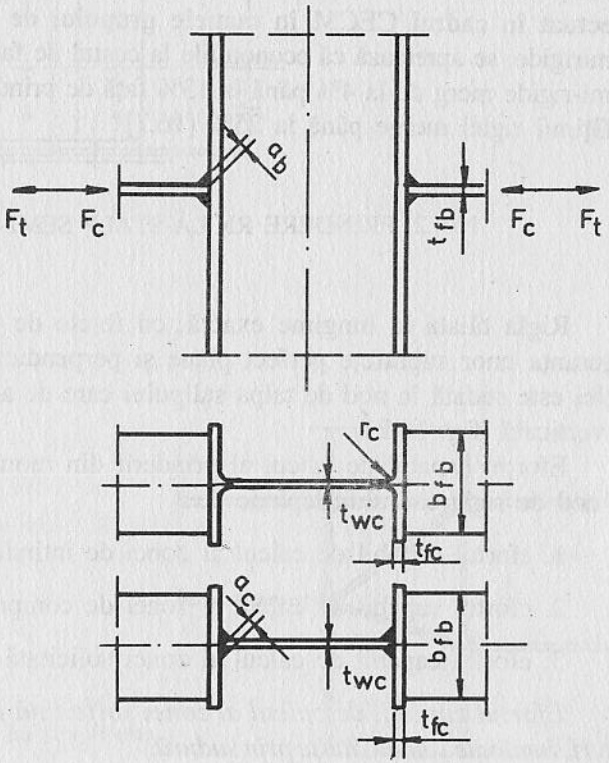


Fig. 16.24. Efort transversal pe talpa stâlpului nrigidizat

dar cu condiţia:

$$F_{tRd} \le t_{fb}\ (t_{wc} + 2r_c + 7\ t_{fc}) f_{yc}/\gamma_{M0}. \qquad (16.58)$$

În cazul profilelor *I* şi *H* cu secţiunea alcătuită prin sudură relaţiile rămân valabile cu diferenţa că termenul $2r_c$ trebuie înlocuit cu $2\sqrt{2}\ a$.

Prinderea trebuie rigidizată dacă efortul capabil de calcul definit prin relaţiile (16.57) şi (16.58) nu satisface condiţia

$$F_{tRd} \ge 0{,}7 t_{fb}\ b_{fb} f_{yb}/\gamma_{M0} \qquad (16.59)$$

în care t_{fb} şi b_{fb} sunt grosimea şi lăţimea tălpii riglei.

Sudurile de prindere dintre talpa riglei şi talpa stâlpului trebuie să fie dimensionate la efortul capabil de calcul al tălpii riglei.

$$F_{bRd} = t_{fb} \cdot b_{fb} \cdot f_{yb}/\gamma_{M0}. \qquad (16.60)$$

b) Efortul capabil de calcul al inimii nerigidizată a stâlpului, solicitată la un efort transversal de întindere este dat de relaţia (16.61)

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot f_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (16.61)$$

în care pentru profilele laminate I şi H

$$b_{eff} = t_{fb} + 5\,(t_{fc} + r_c) \qquad (16.62)$$

în cazul profilelor I şi H cu secţiunea alcătuită prin sudură, r_c se înlocuieşte cu $a\sqrt{2}$.

Inima stâlpului nerigidizat poate fi întărită în regiunea nodului cu una sau două plăci de adaos. Aceste plăci măresc rezistenţa inimii la solicitări de întindere, compresiune şi forfecare. Lăţimea plăcilor de adaos trebuie să fie suficientă pentru ca marginea ei să atingă începutul conjeului de racordare a profilului laminat.

Grosimea plăcii de adaos va fi cel puţin egală cu grosimea inimii profilului t_{wc}. Prinderea plăcii de adaos se poate face cu cusături de colţ sau cu cusături în adâncime (fig. 16.25). Pentru sudurile de colţ se va lua $a = t_s / \sqrt{2}$, iar pentru cele în adâncime $a = t_s$ (t_s grosimea plăcii de adaos). Dacă lăţimea plăcii de adaos depăşeşte $40\varepsilon t_s$ (cu $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yc}}$) placa trebuie prinsă suplimentar cu şuruburi sau cu suduri în găuri (fig. 16.26).

Dacă sudurile longitudinale de prindere sunt suduri în adâncime, ca grosime efectivă a plăcii întărite se va considera $t_{weff} = 1{,}5\ t_{we}$ în cazul unei plăci de adaos şi $t_{weff} = 2{,}0\ t_{we}$ în cazul a două plăci de adaos.

În cazul sudurilor longitudinale de prindere executate ca suduri de colţ indiferent de numărul plăcilor de adaos, una sau două, pentru grosimea efectivă se va considera

$$t_{weff} = 1{,}4\ t_{wc}.$$

Efortul capabil de calcul al zonei solicitate la compresiune pentru profile I şi H laminate sau alcătuite prin sudură.

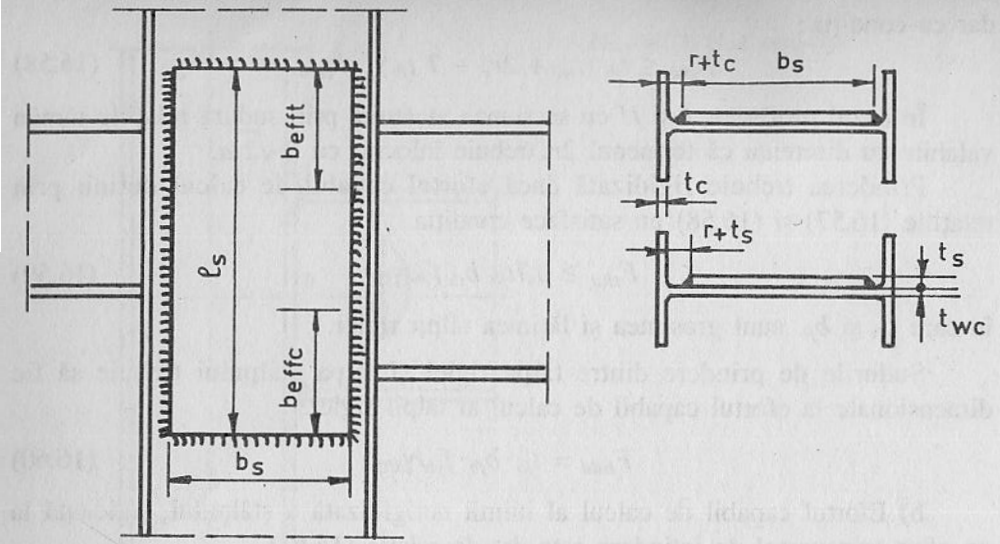


Fig. 16.25. Rigidizarea inimii stâlpului

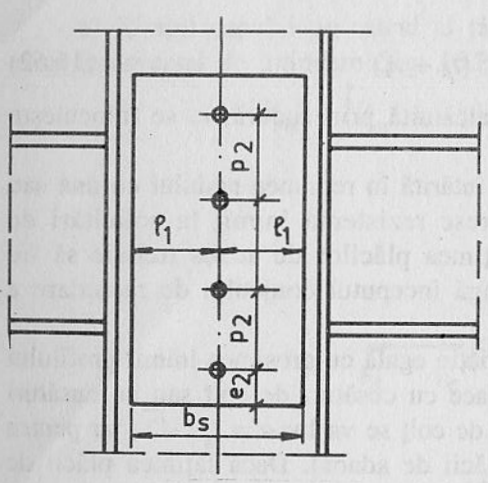


Fig. 16.26. Prindere suplimentară în cazul $b_s \geq 40 \cdot \varepsilon\, t_s$

Efortul capabil de calcul la strivire F_{cRd} al inimii secțiunii stâlpului supusă la un efort transversal de compresiune este dat de relația:

$$F_{cRd} = t_{wc} \cdot b_{eff}\,[1{,}25 f_{yc}/\gamma_{M0} - 0{,}5\ \sigma_{nEd}] \qquad (16.63)$$

dar cu condiția:

$$F_{cRd} \leq t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot f_{yc}/\gamma_{M0} \qquad (16.64)$$

în care σ_{nEd} este tensiunea normală maximă de compresiune din inima stâlpului din efortul axial și momentul de încovoiere.

Lățimea eficace b_{eff} rezultă din relația (16.62).

Rezistența la voalare a inimii în cele două moduri de încărcare: compresiune locală unilaterală (stâlp marginal) sau bilaterală (stâlp intermediar) se poate verifica cu relația (16.65)

$$F_{bRd} = 1{,}1\ F_{cRd} \left[\frac{1}{\bar{\lambda}}\left(1 - \frac{0{,}22}{\bar{\lambda}}\right)\right] / \gamma_{M0} \qquad (16.65)$$

în care:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_{cRd}}{F_{cr}}}$$

cu:

$F_{cr} = \dfrac{\pi^2 E\ t_{wc}^3}{6\ (1 - \nu^2)\ d}$ pentru o încărcare unilaterală

$F_{cr} = \dfrac{\pi E\ t_w^3}{3\ (1 - \nu^2)\ d}$ pentru o încărcare bilaterală

d – este distanța măsurată între tălpile profilului.

În cazul verificării la strivire pentru inima întărită cu o placă de adaos, se va considera grosimea de calcul egală cu 1,5 t_{wc} în cazul unei plăci de adaos și 2,0 t_{wc} cu două plăci de adaos.

Efortul capabil de calcul al zonei solicitată la forfecare.

Efortul capabil de calcul al panoului nerigidizat al secțiunii inimii stâlpului supus la un efort de forfecare (fig. 16.27) este dat de relația

$$V_{plRd} = (A_v \cdot f_{yc}/\sqrt{3})/\gamma_{M0} \qquad (16.66)$$

în care A_v rezultă din relația (14.10)

În cazul întăririi cu o placă unilaterală secțiunea inimii va fi sporită cu $b_s \cdot t_{wc}$.

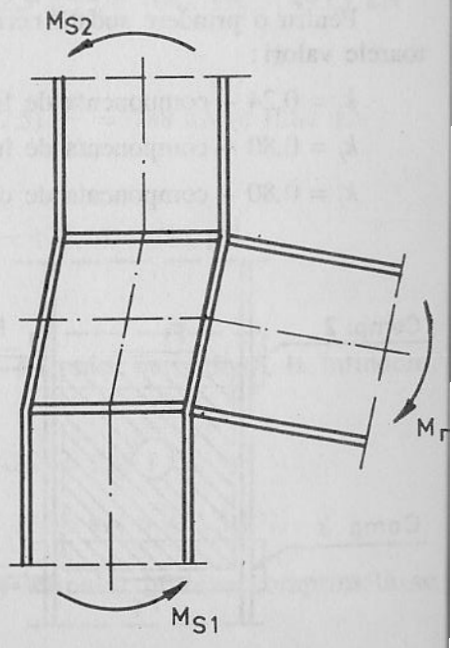


Fig. 16.27. Panoul de inimă nerigidizat solicitat la forfecare

Rigiditatea la rotire. Rigiditatea la rotire a prinderii sudate riglă-stâlp se determină cu formula (16.67)

$$S_j = \frac{E\,(h_s - t_{fb})^2 \cdot t_{wc}}{\sum \frac{1}{k_j}\left(\frac{F_j}{F_{jRd}}\right)^2} \qquad (16.67)$$

în care:

S_j – este rigiditatea secantă corespunzătoare unui anumit nivel al momentului M care acționează asupra prinderii $M \le M_{Rd}$.

k_j – este un coeficient de rigiditate asociat componentei j de rezistență a prinderii

F_j – este efortul asociat componentei j și rezultat din momentul aplicat prinderii. Acest efort nu poate să fie mai mic decât $F_{jRd}/1{,}5$

F_{jRd} – este efortul capabil de calcul al componentelor j ale prinderii.

În formula (16.67) eforturile asociate celor trei componente sunt egale așa cum rezultă din figura 16.28

$$F_1 = F_2 = F_3 = \frac{M}{h - t_{fb}} \text{ cu condiția } M \le M_{Rd}. \qquad (16.68)$$

în schimb eforturile capabile de calcul F_{jRd} al acestor componente sunt diferite (F_{tRd}, F_{cRd}, V_{plRd}).

Limita inferioară fixată componentelor $F_j < F_{jRd}/1{,}5$ înseamnă că relația (16.67) poate să fie aplicată pentru toate valorile M cuprinse în domeniul

$$\frac{M_{Rd}}{1{,}5} \le M \le M_{Rd}.$$

Pentru o prindere sudată nerigidizată coeficienții de rigiditate k_j au următoarele valori:

$k_j = 0{,}24$ – componenta de forfecare corespunzătoare inimii stâlpului;

$k_j = 0{,}80$ – componenta de întindere corespunzătoare inimii stâlpului;

$k_j = 0{,}80$ – componenta de compresiune corespunzătoare inimii stâlpului.

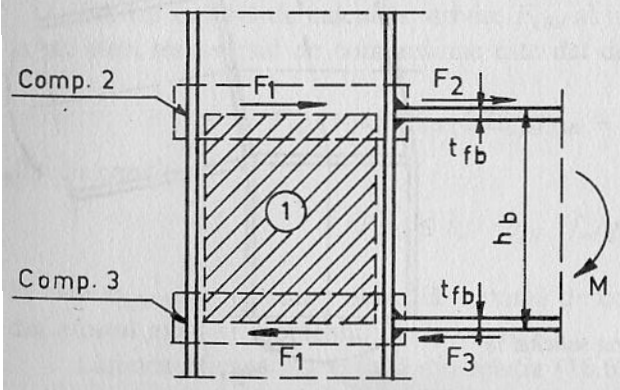


Fig. 16.28. Cele trei componente din forfecare

Capacitatea de rotire. Capacitatea de rotire ϕ_{cd} a unei prinderi sudate nerigidizate, dimensionată conform regulilor precizate mai sus, poate să fie considerată egală cu 0,015 radiani.

Prinderile riglă-stâlp pot fi considerate că au capacitatea de rotire corespunzătoare pentru o analiză plastică în următoarele situații:

– prinderea are rezistența completă

– rezistența la momentul de încovoiere este determinată prin zona de forfecare.

Exemplu numeric 16.8

Să se verifice prinderea riglei I 32 sudate direct pe talpa stâlpului nerigidizat.

Momentul de încastrare al riglei 150 kNm.

Reacțiunea verticală a riglei 240 kN

Dimensiuni secționale

Rigla I 32 cu $b_f = 13{,}1$ cm; $t_f = 1{,}73$ cm; $t_w = 1{,}15$ cm

Stâlpul $300 \times 14 + 2 \times 250 \times 25$ cu suduri $a = 7$ mm.

Efortul transmis în nod prin tălpile riglei

$$F_t = F_c = \frac{15000}{32 - 1{,}73} = 495{,}5 \text{ kN}.$$

a) Efortul capabil de calcul al tălpii nerigidizate a stâlpului (relația 16.57)

$$F_{tRd} = \left[(1{,}4 + 2\sqrt{2} \times 0{,}7)\,1{,}73 + 7 \times 2{,}5^2\right]\frac{24}{1{,}1} = 1082 \text{ kN} > 495{,}5 \text{ kN}$$

dar cu condiția (16.68)

$$F_{tRd} \le 1{,}73\,(1{,}4 + 2\sqrt{2} \times 0{,}7 + 7 \times 2{,}5)\,\frac{24}{1{,}1} = 788 \text{ kN} < 1082 \text{ kN}$$

din relația (16.59)

$$0{,}7 \times 1{,}73 \times 13{,}1 \times 24/1{,}1 = 494{,}46 < 788 \text{ kN}$$

deci prinderea nu trebuie rigidizată.

b) Efortul capabil de calcul al inimii stâlpului nerigidizat, la întindere, relația (16.61) cu:

$$b_{eff} = 1{,}73 + 5(2{,}5 + 2\sqrt{2} \times 0{,}7) = 24{,}11 \text{ cm}$$

$$F_{tRd} = 1{,}4 \times 24{,}11 \times 24/1{,}1 = 736{,}6 \text{ kN} > 495{,}5 \text{ kN}.$$

c) Efortul capabil de calcul al inimii stâlpului în zona comprimată se calculează cu relația (16.63).

Pentru tensiunea normală maximă de compresiune în inima stâlpului din efortul axial și momentul de încovoiere s-a considerat

$\sigma_{nEd} = 1\ 800\ daN/cm^2$

$F_{cRd} = 1{,}4 \times 24{,}11\ [1{,}25 \times 24/1{,}1 - 0{,}5 \times 18] = 616{,}8\ kN > 495{,}5\ kN$

dar cu condiția (16.64)

$$F_{cRd} = 616{,}8\ kN \leq 1{,}4 \times 24{,}11 \times 24/1{,}1 = 736{,}6\ kN.$$

Verificarea la voalare cu relația (16.65)

$$F_{cr} = \frac{3{,}14^2 \times 2{,}1 \times 10^4 \times 1{,}4^3}{6 \times 0{,}91 \times 30} = 3468{,}5\ kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{616{,}8}{3468{,}5}} = 0{,}422$$

$$F_{bRd} = 1{,}1 \times 616{,}8 \left[\frac{1}{0{,}422}\left(1 - \frac{0{,}22}{0{,}422}\right)\right] = 769{,}6\ kN > 495{,}5\ kN.$$

d) Efortul capabil de calcul al panoului de inimă, cu relația (16.66)

$$V_{plRd} = (30 \times 1{,}4 \times 24/\sqrt{3})/1{,}1 = 529\ kN > 495{,}5\ kN.$$

Rigiditatea la rotire (relația 16.67)

$$F_1 = F_2 = F_3 = \frac{15000}{32 - 1{,}73} = 495{,}5\ kN$$

$$\frac{1}{k_1}\frac{F_1}{F_{tRd}} = \frac{1}{0{,}8}\left(\frac{495{,}5}{736{,}6}\right)^2 = 0{,}565$$

$$\frac{1}{k_2}\frac{F_2}{F_{cRd}} = \frac{1}{0{,}8}\left(\frac{495{,}5}{616{,}8}\right)^2 = 0{,}807$$

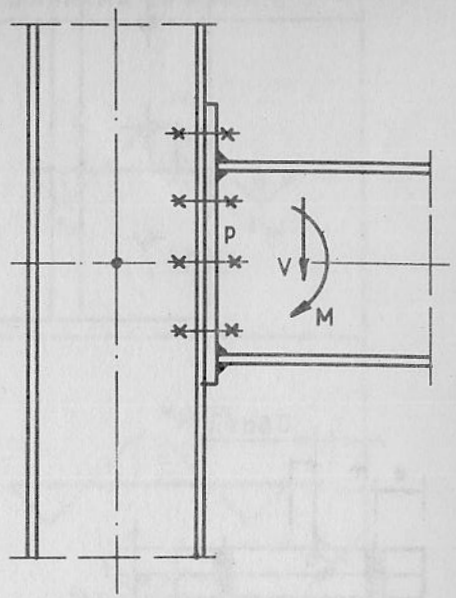
$$\frac{1}{k_3}\frac{F_3}{V_{plRd}} = \frac{1}{0{,}24}\left(\frac{495{,}5}{529}\right)^2 = 3{,}655$$

$$S_j = \frac{2{,}1 \times 10^4\ (32 - 1{,}73)^2 \times 1{,}4}{0{,}565 + 0{,}807 + 3{,}655} \cdot \frac{1}{100} = 53587\ kNm.$$

16.4.3. PRINDERE RIGLĂ-STÂLP CU ȘURUBURI, PRINDERE SEMI-RIGIDĂ ȘI PRINDERE RIGIDĂ

16.4.3.1. În Eurocode 3, anexa J este prezentat în paralel calculul prinderii riglă-stâlp cu șuruburi atât la prinderile semirigide (fig. 16.29) cât și la cele rigide (secțiunea stâlpului rigidizată în regiunea nodului). Prevederile referitoare la prinderile rigide permit o comparație cu metodele prezentate în paragraful 16.3.1.

Fig. 16.29. Prindre semi-rigidă cu șuruburi



Aplicarea metodei de calcul are următoarele limitări:

- pe un rând orizontal al prinderii sunt amplasate două șuruburi;
- placa de capăt supraînălțată față de nivelul superior al riglei este prinsă cu un rând de șuruburi și nu este rigidizată.

Efortul capabil de calcul al prinderii solicitate de momentul de încovoiere transmis de rigla cadrului în nod depinde de:

- rezistența zonei solicitate la întindere;
- rezistența zonei solicitată la compresiune;
- rezistența zonei solicitată la forfecare.

Etapele verificării efortului capabil de calcul al prinderii sunt prezentate în procedeul J 3.1 și J. 3.2. În cazul procedeului J. 3.2 se admite repartizarea eforturilor în șuruburile de prindere proporțional cu distanțele acestora față de centrul de compresiune, similar cu metoda de calcul prezentată în paragraful 16.3.1.2.

16.4.3.2. Tronsoane ale prinderii în T echivalent.

Eforturile capabile de calcul la solicitări de întindere transversale ale tălpii stâlpului și plăcii de capăt a riglei se obțin prin echivalarea acestora cu tronsoane în T (fig. 16.30).

Rezistența unui tronson T echivalent este determinată de:

- rezistența tălpii tronsonului T;
- rezistența inimii tronsonului T

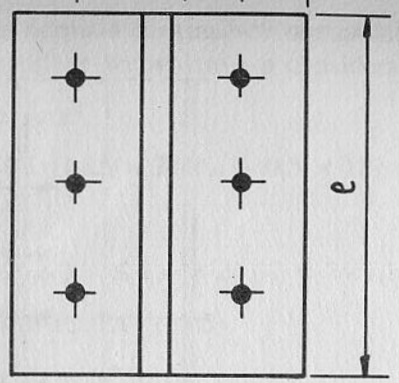
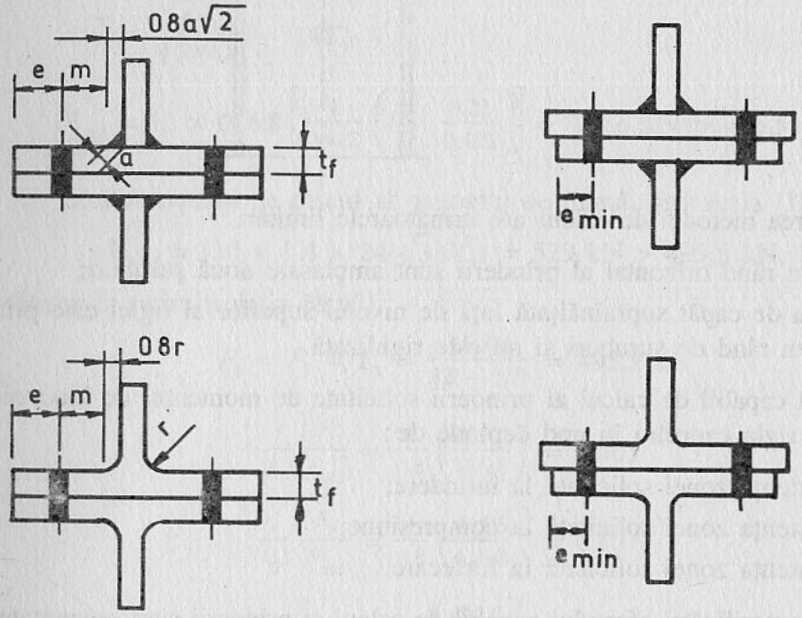


Fig. 16.30. Tronsonul unei prinderi în T



– rezistența șuruburilor
– rezistența sudurii inimă-talpă în cazul unui tronson T sudat.

a) Efortul capabil de calcul al tălpii unui tronson T solicitat la întindere, este egal cu cea mai mică valoare corespunzătoare celor trei moduri posibile de distrugere indicate în figura 16.31.

Modul 1 – mecanism plastic complet al tălpii

$$F_{tRd} = \frac{4\ M_{plRd}}{m}. \qquad (16.69)$$

Modul 2 – mecanism prin distrugerea șuruburilor și plastificarea tălpii

$$F_{tRd} = \frac{4\ M_{plRd} + n\,\Sigma B_{tRd}}{m + n}. \qquad (16.70)$$

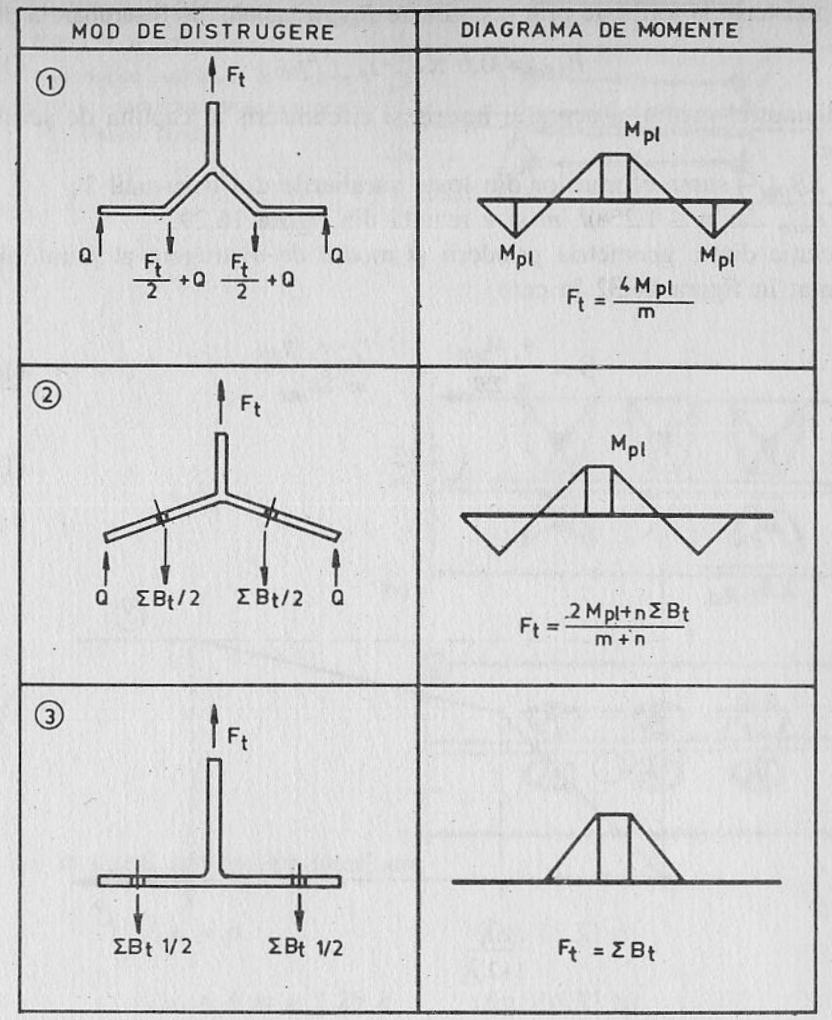


Fig. 16.31. Modul de ruină a tălpii unui tronson T

Modul 3 – distrugerea numai a șuruburilor

$$F_{tRd} = \Sigma B_{tRd} \qquad (16.71)$$

în care:

$$M_{plRd} = 0{,}25l \cdot t_f^2 \cdot f_y/\gamma_{M0} \qquad (16.72)$$

B_{tRd} = rezistența de calcul a unui șurub la întindere definită ca cea mai mică valoare dintre:

– rezistența la întindere

$$F_{tRd} = \frac{0{,}9\ A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \qquad (16.73)$$

– rezistența la forfecare prin poansonare B_{bRd} a capului de înșurubare a piuliței

$$B_{bRd} = 0{,}6\ \pi\, d_m \cdot t_p \cdot f_u/\gamma_{M0} \qquad (16.74)$$

cu d_m diametrul mediu al cercului înscris și circumscris al capului de șurub sau a piuliței.

– ΣB_{tRd} – suma eforturilor din toate șuruburile din tronsonul T;

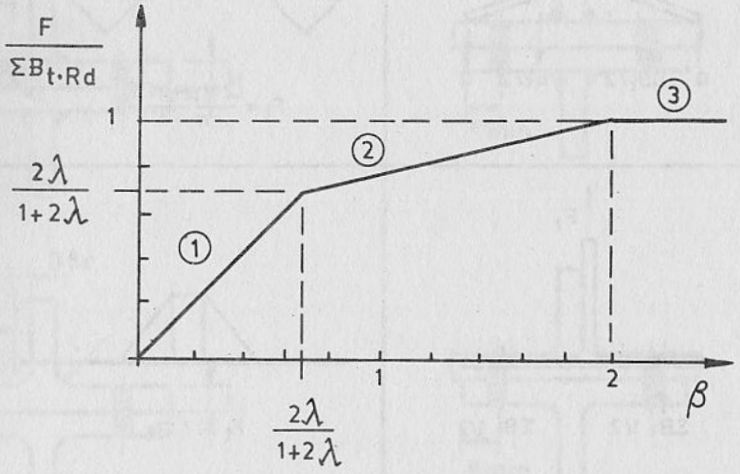
cu $n = e_{min}$, dar $n \le 1{,}25m$, l, m și e rezultă din figura 16.29.

Relația dintre geometria prinderii și modul de distrugere al prinderii este reprezentat în figura 16.32 în care

$$\beta = \frac{4\ M_{plRd}}{m\ \Sigma B_{tRd}} = \frac{l \cdot t_f^2 \cdot f_y/\gamma_{M0}}{m\ \Sigma B_{tRd}} \qquad (16.75)$$

și

$$\lambda = \frac{n}{m}. \qquad (16.76)$$



$\lambda = n/m$ $\qquad \beta = \dfrac{4\,M_{pl\cdot Rd}}{m\,\Sigma B_{t\cdot Rd}} = \dfrac{\ell t_f^2\, f_y/\gamma_{M0}}{m\,\Sigma B_{t\cdot Rd}}$

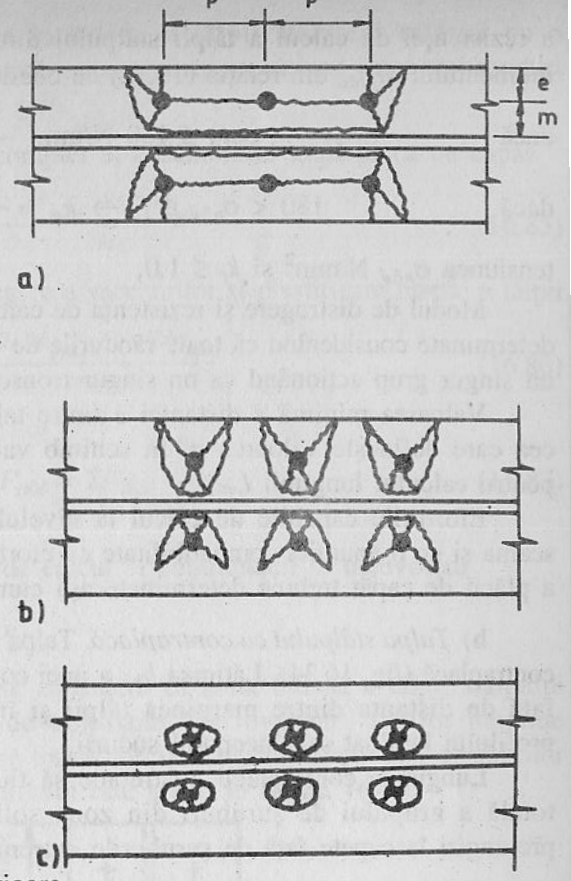
Fig. 16.32. Efectul geometriei asupra tălpii unui tronson *T*

16.4.3.3. Rezistența în zona întinsă

a) *Talpa stâlpului nerigidizată.* Se consideră că zona nerigidizată, a tălpii stâlpului solicitată la întindere se comportă ca o serie de tronsoane scurte T cu o lungime totală egală cu suma lungimilor eficace corespunzător schemelor de formare a articulațiilor plastice a diferitelor șuruburi situate în zona întinsă a prinderii, conform figurii 16.33.

Lungimea eficace l_{eff} proprie unui șurub pentru fiecare rând trebuie să fie luată egală cu cea mai mică valoare corespunzătoare cazurilor considerate.

Fig. 16.33. Schema de articulații plastice într-o talpă nerigidizată:
a – cu mai multe șuruburi; **b** – prin fiecare șurub; **c** – sub forma unui con prin fiecare șurub



a_1) în cazul șuruburilor interioare

$$l_{effa} = p \qquad \text{(fig. 16.32 a)} \qquad (16.77)$$

$$l_{effa} = 4\ m + 1{,}25\ e \qquad \text{(fig. 16.32 b)} \qquad (16.78)$$

$$l_{effa} = 2\ \pi m \qquad \text{(fig. 16.32 c)} \qquad (16.79)$$

a_2) în cazul șuruburilor de pe rândul exterior

$$l_{effb} = 0{,}5\ p + 2\ m + 0{,}625\ e \qquad \text{(fig. 16.32 a)} \qquad (16.80)$$

$$l_{effb} = 4\ m + 1{,}25\ e \qquad \text{(fig. 16.32 b)} \qquad (16.81)$$

$$l_{effb} = 2\ \pi m \qquad \text{(fig. 16.32 c)} \qquad (16.82)$$

Dacă tensiunea de compresiune normală σ_{nEd} din talpa stâlpului provenită din efortul axial și momentul de încovoiere depășește 180 N/mm^2 în zona prinderii solicitată la întindere se poate lua în considerare o eventuală reducere

a rezistenței de calcul a tălpii stâlpului din încovoiere, multiplicând valoarea momentului M_{plRd} din relația (16.72) cu coeficientul k_f având următoarele valori:

dacă $$\sigma_{nEd} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \rightarrow k_f = 1{,}00 \tag{16.83}$$

dacă $$180 < \sigma_{nEd} \leq f_y \rightarrow k_f = \frac{2f_y - 180 - \sigma_{nEd}}{2f_y - 360} \tag{16.84}$$

tensiunea σ_{nEd} N/mm^2 și $k_f \leq 1{,}0$.

Modul de distrugere și rezistența de calcul, potențial maximă, trebuie să fie determinate considerând că toate rândurile de șuruburi din zona întinsă constituie un singur grup acționând ca un singur tronson T echivalent.

Valoarea minimă a distanței e dintre talpa stâlpului și placă de capăt este cea care definește valoarea n. În schimb valoarea e a tălpii stâlpului este cea pentru calculul lungimii l_{eff}.

Eforturile capabile de calcul la nivelul fiecărui rând de șuruburi, ținând seama și de o anumită compatibilitate cu eforturile din zona solicitată la întindere a plăcii de capăt trebuie determinate așa cum este arătat în 16.4.3.5

b) *Talpa stâlpului cu contraplacă.* Talpa stâlpului poate să fie întărită cu o contraplacă (fig. 16.34). Lățimea b_{bp} a unei contraplăci nu trebuie să fie inferioară față de distanța dintre marginea tălpii și începutul conjeului de racordare a profilului laminat sau începutul sudurii.

Lungimea contraplăcii nu trebuie să fie mai mică decât lungimea eficace totală a grupului de șuruburi din zona solicitată la întindere a prinderii cu prelungiri la capete față de șuruburile extreme, cel puțin egale cu $2d$.

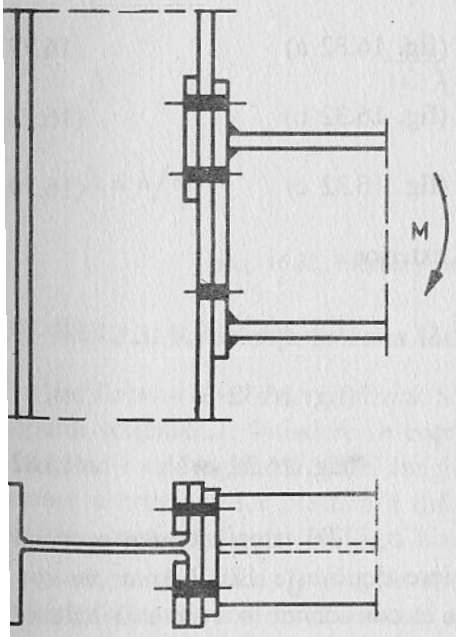


Fig. 16.34. Talpa stâlpului întărită cu contraplacă

Efortul capabil de calcul la întindere al tălpii stâlpului întărită cu o contraplacă este egal cu cea mai mică valoare corespunzătoare celor trei moduri posibile de distrugere, determinate prin:

Modul 1: Mecanism plastic complet al ansamblului talpă-placă de capăt

$$F_{tRd} = \frac{2\,M_{plRd} + 2\,M_{bpRd}}{m}. \tag{16.85}$$

Modul 2: Mecanism de distrugere a șuruburilor și plastificare numai a tălpii

$$F_{tRd} = \frac{2\,M_{plRd} + n\,\Sigma M_{tRd}}{m + n}. \tag{16.86}$$

Modul 3: Distrugerea șuruburilor

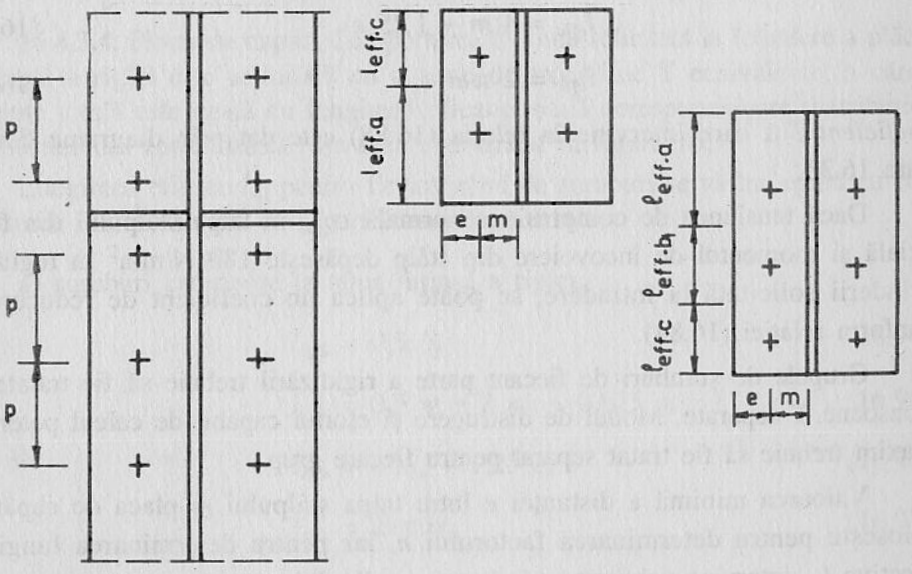
$$F_{tRd} = \Sigma B_{tRd} \tag{16.87}$$

în care

M_{bpRd} – este efortul capabil de calcul al contraplăcii la încovoiere

$$M_{bpRd} = 0{,}25\, l_{eff}\, t_{bp}^2\, f_{ybp}/\gamma_{MO}.$$

c) *Talpa stâlpului rigidizat.* Se consideră că zona întinsă a tălpii stâlpului rigidizat, se comportă ca o serie de tronsoane T echivalente, a căror lungime totală este egală cu lungimea eficace totală corespunzătoare dispoziției șuruburilor din zona solicitată la întindere, așa cum este arătat în figura 16.35.



a) Talpa stâlpului rigidizată b) Tronson T echivalent

Fig. 16.35. Lungimi eficace ale tălpii tronsonului *T* echivalate cu talpa rigidizată a stâlpului

Lungimea eficace l_{eff} pentru fiecare rând de șuruburi este egală cu cea mai mică dintre următoarele valori pentru fiecare caz concret:

(c_1) – în cazul șuruburilor alăturate rigidizării

$$l_{effa} = \alpha m \tag{16.88}$$

$$l_{effa} = 2\ \pi m.$$

În prezenta unor rânduri de șuruburi interioare, lungimea eficace pentru rândul șuruburilor alăturate rigidizărilor trebuie calculată din relația:

$$l_{effa} = m - (2\ m + 0{,}625\ e) + 0{,}5\ p \tag{16.89}$$

dar cu condiția: $l_{effa} \leq \alpha m$

(c_2) – în cazul șuruburilor interioare

$$l_{effb} = p \tag{16.90}$$

$$l_{effb} = 4\ m + 1{,}25\ e \tag{16.81}$$

$$l_{effb} = 2\ \pi m. \tag{16.82}$$

(c_3) – în cazul șuruburilor din rândul extrem

$$l_{effc} = 0{,}50\ p + 2\ m + 0{,}625\ e \tag{16.91}$$

$$l_{effc} = 4\ m + 1{,}25\ e \tag{16.92}$$

$$l_{effc} = 2\ \pi m \tag{16.93}$$

coeficientul α care intervine în relația (16.88) este dat prin diagrama din figura 16.36.

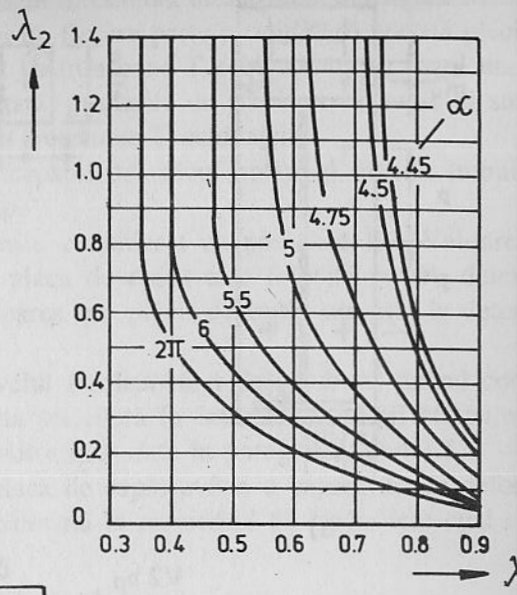
Dacă tensiunea de compresiune normală σ_{nEd} în talpa stâlpului din forța axială și momentul de încovoiere din stâlp depășește 180 N/mm^2 în regiunea prinderii solicitată la întindere, se poate aplica un coeficient de reducere k_f conform relației (16.84).

Grupele de șuruburi de fiecare parte a rigidizării trebuie să fie tratate ca tronsoane T separate. Modul de distrugere și efortul capabil de calcul potențial maxim trebuie să fie tratat separat pentru fiecare grup.

Valoarea minimă a distanței e între talpa stâlpului și placa de capăt se folosește pentru determinarea factorului n, iar pentru determinarea lungimii efective l_{eff} intervine valoarea e de la talpa stâlpului.

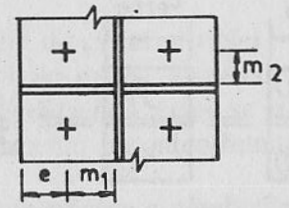
Eforturile capabile de calcul la nivelul fiecărui rând de șuruburi, ținând seama și de o anumită compatibilitate cu eforturile din zona solicitată la întindere a plăcii de capăt, trebuie determinate așa cum este arătat în paragraful 16.4.3.5.

Fig. 16.36. Valoarea coeficientului α



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$



16.4.3.4. Placa de capăt. Comportarea în zona solicitată la întindere a plăcii de capăt a riglei este asimilată cu o serie de tronsoane T echivalente, a căror lungime totală este egală cu lungimea eficace totală corespunzătoare distribuției șuruburilor din zona întinsă, așa cum este arătat în figura 16.37.

Lungimea eficace l_{eff} pentru fiecare rând de șuruburi se va lua egală cu cea mai mică dintre valorile corespunzătoare considerate:

a) șuruburi exterioare la talpa întinsă a riglei

$$l_{effa} = 0{,}5\ b_p \tag{16.94}$$

$$l_{effa} = 0{,}5\ w + 2\ m_x + 0{,}625\ e_x \tag{16.95}$$

$$l_{effa} = 4\ m_x + 1{,}25\ e_x \tag{16.96}$$

$$l_{effa} = 2\ \pi\ m_x \tag{16.97}$$

b) cazul primului rând de șuruburi de sub talpa întinsă a riglei

$$l_{effb} = \alpha\ m \tag{16.98}$$

$$l_{effb} = 2\ \pi\ m \tag{16.99}$$

Lungimea eficace l_{eff} pentru fiecare rând de şuruburi este egală cu cea mai mică dintre următoarele valori pentru fiecare caz concret:

(c_1) – în cazul şuruburilor alăturate rigidizării

$$l_{effa} = \alpha m \tag{16.88}$$

$$l_{effa} = 2\ \pi m.$$

În prezenta unor rânduri de şuruburi interioare, lungimea eficace pentru rândul şuruburilor alăturate rigidizărilor trebuie calculată din relaţia:

$$l_{effa} = m - (2\ m + 0{,}625\ e) + 0{,}5\ p \tag{16.89}$$

dar cu condiţia: $l_{effa} \leq \alpha m$

(c_2) – în cazul şuruburilor interioare

$$l_{effb} = p \tag{16.90}$$

$$l_{effb} = 4\ m + 1{,}25\ e \tag{16.81}$$

$$l_{effb} = 2\ \pi m. \tag{16.82}$$

(c_3) – în cazul şuruburilor din rândul extrem

$$l_{effc} = 0{,}5w + 2\ m + 0{,}625\ e \tag{16.91}$$

$$l_{effc} = 4\ m + 1{,}25\ e \tag{16.92}$$

$$l_{effc} = 2\ \pi m \tag{16.93}$$

coeficientul α care intervine în relaţia (16.88) este dat prin diagrama din figura 16.36.

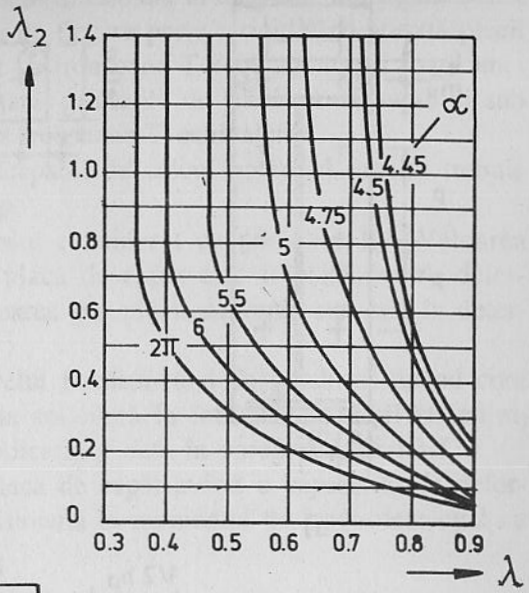
Dacă tensiunea de compresiune normală σ_{nEd} în talpa stâlpului din forţa axială şi momentul de încovoiere din stâlp depăşeşte 180 N/mm^2 în regiunea prinderii solicitată la întindere, se poate aplica un coeficient de reducere k_f conform relaţiei (16.84).

Grupele de şuruburi de fiecare parte a rigidizării trebuie să fie tratate ca tronsoane T separate. Modul de distrugere şi efortul capabil de calcul potenţial maxim trebuie să fie tratat separat pentru fiecare grup.

Valoarea minimă a distanţei e între talpa stâlpului şi placa de capăt se foloseşte pentru determinarea factorului n, iar pentru determinarea lungimii efective l_{eff} intervine valoarea e de la talpa stâlpului.

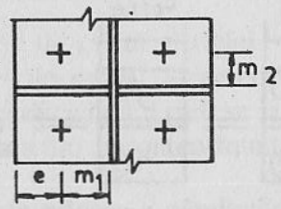
Eforturile capabile de calcul la nivelul fiecărui rând de şuruburi, ţinând seama şi de o anumită compatibilitate cu eforturile din zona solicitată la întindere a plăcii de capăt, trebuie determinate aşa cum este arătat în paragraful 16.4.3.5.

Fig. 16.36. Valoarea coeficientului α



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$



16.4.3.4. Placa de capăt. Comportarea în zona solicitată la întindere a plăcii de capăt a riglei este asimilată cu o serie de tronsoane T echivalente, a căror lungime totală este egală cu lungimea eficace totală corespunzătoare distribuţiei şuruburilor din zona întinsă, aşa cum este arătat în figura 16.37.

Lungimea eficace l_{eff} pentru fiecare rând de şuruburi se va lua egală cu cea mai mică dintre valorile corespunzătoare considerate:

a) şuruburi exterioare la talpa întinsă a riglei

$$l_{effa} = 0{,}5\ b_p \tag{16.94}$$

$$l_{effa} = 0{,}5\ w + 2\ m_x + 0{,}625\ e_x \tag{16.95}$$

$$l_{effa} = 4\ m_x + 1{,}25\ e_x \tag{16.96}$$

$$l_{effa} = 2\ \pi\ m_x \tag{16.97}$$

b) cazul primului rând de şuruburi de sub talpa întinsă a riglei

$$l_{effb} = \alpha\ m \tag{16.98}$$

$$l_{effb} = 2\ \pi\ m \tag{16.99}$$

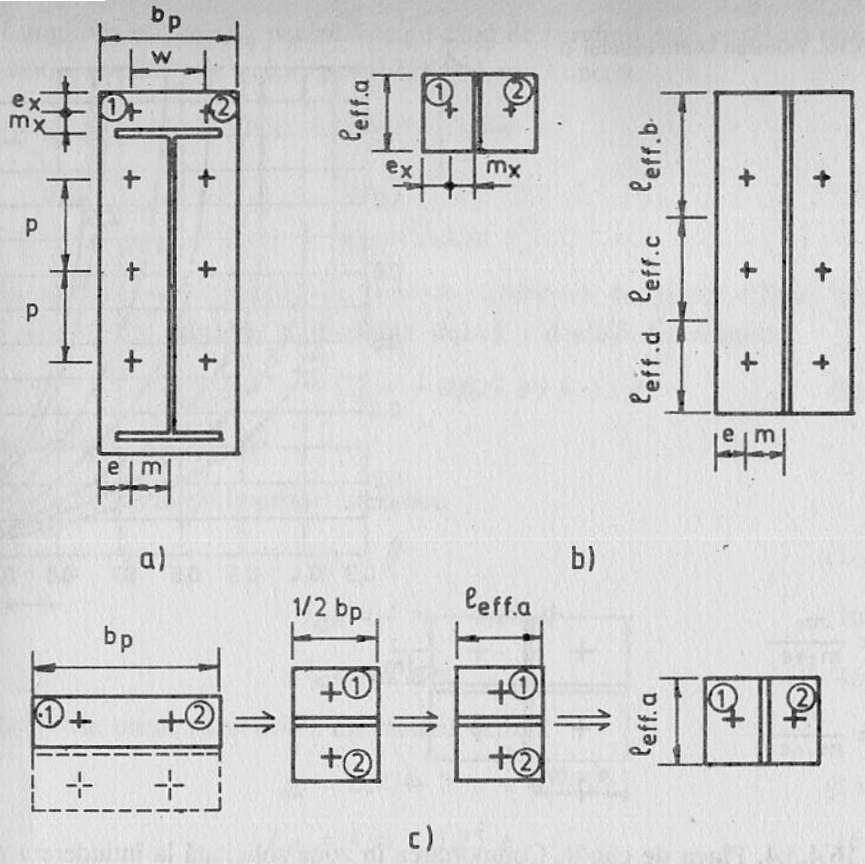


Fig. 16.37. Lungimea eficace a tălpii tronsonului *T*, echivalente cu placă de capăt

În prezența rândurilor interioare de șuruburi, lungimea eficace a rândului de șuruburi din vecinătatea rigidizării trebuie calculată cu relația:

$$l_{effa} = \alpha m - (2\ m + 0{,}625\ e) + 0{,}5\ p \qquad (16.89')$$

dar cu $l_{effa} \leq \alpha m$.

c) cazul șuruburilor interioare

$$l_{effc} = p \qquad (16.100)$$

$$l_{effc} = 4\ m + 1{,}25\ e \qquad (16.92)$$

$$l_{effc} = 2\ \pi\ m. \qquad (16.93)$$

d) în cazul unui rând de șuruburi la extremitatea inferioară a riglei

$$l_{effd} = 0{,}5\ p + 2\ m + 0{,}625\ e \qquad (16.101)$$

$$l_{effd} = 4\ m + 1{,}25\ e \qquad (16.102)$$

$$l_{effd} = 2\ \pi\ m. \qquad (16.103)$$

Coeficientul α care intervine în cazul b) este dat în diagrama din figura 16.35.

Grupurile de rânduri de șuruburi de fiecare parte a rigidizării atașată plăcii de capăt, trebuie să fie tratate separat ca tronsoane T echivalente. În cazul unei plăci de capăt cu marginea supraînălțată, grupurile de șuruburi deasupra și sub talpa întinsă a riglei trebuie tratate ca tronsoane T echivalente.

Modul de distrugere și efortul capabil de calcul potențial maxim trebuie determinat separat pentru fiecare grup.

Fiecare tronson T echivalent este considerat cu perechea lui. Valoarea nominală *e* dintre talpa stâlpului și placa de capăt este folosită pentru determinarea termenului *n* în timp ce valoarea *e* a plăcii de capăt servește la determinarea valorii l_{eff}.

Efortul capabil de calcul la nivelul fiecărui rând de șuruburi, ținând cont de o anumită compatibilitate cu zona solicitată la întindere a tălpii stâlpului, trebuie să fie determinată conform indicațiilor date în paragraful 16.4.3.5.

Sudurile dintre talpa riglei și placa de capăt având o capacitate de deformație suficientă, trebuie să fie dimensionată la momentul de încovoiere egal cu cea mai mică valoare dintre:

- Momentul plastic de calcul al riglei.
- Efortul capabil de calcul al prinderii din momentul de încovoiere multiplicat cu coeficientul γ care se ia 1,4 pentru structuri contravântuite și 1,7 pentru structuri necontravântuite.

16.4.3.5. Rezistența eficace a rândurilor de șuruburi. Efortul capabil de calcul potențial maxim al tălpii stâlpului nu este în general același cu cel al plăcii de capăt.

Înainte de a determina efortul capabil real de calcul al zonei întinse, trebuie realizată o repartiție compatibilă a eforturilor din șuruburi, care să asigure pentru fiecare rând un echilibru între participarea lor la efortul de calcul al tălpii stâlpului și cel al plăcii de capăt a riglei.

Eforturile capabile de calcul eficace a diferitelor rânduri de șuruburi, trebuie determinate conform procedurii J.33.

Se poate admite că efortul capabil de calcul eficace se situează pentru fiecare rând de șuruburi pe linia mediană a rândului.

16.4.3.6. Inima stâlpului nerigidizat. Efortul capabil de calcul al inimii stâlpului nerigidizat, solicitat la un efort de întindere transversal este dat de relația (16.61).

Inima nerigidizată a stâlpului poate fi întărită cu o dublură așa cum este arătat în paragraful 16.4.1.2.

16.4.3.7. Rezistența zonei comprimate.

a) Inima stâlpului nerigidizat. Efortul capabil de calcul la strivire a inimii stâlpului nerigidizat din acțiunea unui efort transversal de compresiune este dat

de relația (16.63), (capitolul prindere sudată 16.4.1.3.). De asemenea, în capitolul 16.4.1.3. a fost prezentată și rezistența la voalare a inimii stâlpului.

b) în cazul stâlpului rigidizat, efortul capabil de calcul al inimii stâlpului este cel puțin egal cu efortul capabil de calcul al tălpii comprimate a riglei, cu condiția ca să fie respectate indicațiile date în paragraful 16.3.1.7.

16.4.3.8. Rezistența în zona solicitară la forfecare

a) Panou de inimă nerigidizat.

Pentru efortul capabil de calcul la forfecare este valabilă relația (16.66).

b) Panou de inimă rigidizat.

Sunt valabile indicațiile privind realizarea rigidizărilor și prinderilor date în paragraful 16.3.1.7.

16.4.3.9. Rigiditatea la rotire. Rigiditatea la rotire a unei prinderi riglă-stâlp cu plăci de capăt și șuruburi poate fi aproximată prin relația:

$$S_j = \frac{E h_j^2 \cdot t_{wc}}{\sum \frac{\mu_i}{k_j} \left[\frac{F_j}{F_{jRd}} \right]^2} \qquad (16.104)$$

în care:

- S_j – este rigiditatea secantă corespunzătoare unui nivel al momentului M aplicat prinderii $M \le M_{Rd}$;
- M_{Rd} – momentul capabil de calcul al prinderii;
- h_1 – distanța de la primul rând de șuruburi de sub talpa întinsă a riglei până la centrul de rezistență al zonei comprimate;
- μ_i – factor de corecție;
- k_j – coeficient de rigiditate asociat componentei de rezistență a prinderii;
- F_j – efort asociat la componenta j a prinderii și rezultat din momentul M;
- F_{jRd} – efortul capabil de calcul al componentei j al prinderii.

Pentru componentele F_j de la 2 până la 6 valoarea lor nu va fi mai mică decât $F_{jRd}/1{,}5$

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = F_6 = \frac{M}{h_1} \qquad (16.105)$$

F_5 – este efortul primului rând de șuruburi sub talpa întinsă a riglei

$$F_{5Rd} = 2\, B_{tRd} \qquad (16.106)$$

unde B_{tRd} este efortul capabil de calcul al unui șurub.

F_{2Rd}, F_{4Rd} și F_{6Rd}, trebuie considerate ca eforturile capabile de calcul rezultate din zona solicitată la întindere a prinderii.

Coeficienții k_j într-o prindere nerigidizată au următoarele valori:

k_1 = 0,24 – inima stâlpului în zona de forfecare;
k_2 = 0,80 – inima stâlpului în zona de întindere;
k_3 = 0,80 – inima stâlpului în zona de compresiune;

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{4\, m^2 \cdot t_{wc}}$$ – talpa stâlpului în zona de întindere;

$$k_5 = \frac{2 A_s}{l_b t_{wc}}$$ – șurubul în zona de întindere;

$$k_6 = \frac{t_e^3}{12\, \lambda_2 m^2 t_{wc}}$$ – placa de capăt în zona de întindere, dar cu condiția

$$k_6 \ge \frac{t_e^2}{4\, m^2 \cdot t_{wc}}$$

l_b – reprezintă lungimea utilă a șurubului definită ca egală cu suma grosimilor plăcilor asamblate plus grosimea rondelelor și semisuma înălțimii capului șurubului și a piuliței;
λ_2 – din diagrama (16.35).

Dacă stâlpul are o rigiditate în zona solicitată la întindere

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{12\, \lambda_2 \cdot m^2 t_{wc}} \quad \text{dar cu condiția} \quad k_4 > \frac{t_{fc}^3}{4\, m^2 t_{fc}}.$$

Pentru componentele 1, 2 și 3 factorul corectiv $\mu_i = 1$.
Pentru componentele 4, 5 și 6, μ_i rezultă din relația

$$\mu_i = \frac{h_1 \cdot F_{1Rd}}{M_{Rd}}$$

în care F_{1Rd} este efortul în primul rând de șuruburi aflate sub talpa întinsă a riglei.

În cazul unei plăci de capăt care depășește nivelul tălpii riglei (placa de capăt cu supraînălțare) coeficienții de corecție se vor determina astfel:

pentru $j = 1, 2$ și $3 \rightarrow \mu_i = 1$

pentru $j = 4, 5$ și $6 \rightarrow \mu_i = \frac{h_e F_{eRd}}{M_{Rd}}$

în care F_{eRd} este efortul în șuruburile exterioare.

16.4.3.10. Capacitatea de rotire. O prindere riglă-stâlp executată cu șuruburi a cărei rezistență la momentul de încovoiere este definită prin rezistența zonei de forfecare, are o capacitate suficientă la rotire pentru o analiză globală plastică.

O prindere riglă-stâlp executată cu șuruburi a cărei rezistență la un moment de încovoiere este definită prin rezistența zonei solicitată la întindere, poate fi

considerată ca având o capacitate suficientă la rotire pentru o analiză plastică dacă dispune de o capacitate adecvată de deformație în toată zona solicitată la întindere, fie a tălpii stâlpului, fie a plăcii de capăt.

Condiția de mai sus, poate fi considerată satisfăcută, dacă pentru fiecare rând de șuruburi rezistența cel puțin a unei componente (talpa stâlpului sau placa de capăt a riglei) este reglată prin modul de distrugere 1 (16.85), adică dacă pentru fiecare rând de șuruburi cea mai mică valoare X între talpa stâlpului și placa de capăt a riglei satisface condiția:

$$\beta \leqq \frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} \tag{16.107}$$

în care β și λ sunt definite prin (16.75) și (16.76).

Dacă intervine modul de distrugere 2 din relația (16.86), și cea mai mică valoare β satisface condiția:

$$\frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} < \beta < 2 \tag{16.108}$$

atunci capacitatea de rotire ϕ_{cd} se poate determina cu formula:

$$\phi_{cd} = \frac{10{,}6 - 4\ \beta_{cr}}{1{,}3 \cdot h_1} \tag{16.109}$$

în care:

h_1 – este distanța dintre primul rând de șuruburi de sub talpa riglei solicitată la întindere față de centrul de compresiune.

β_{cr} – este valoarea factorului β pentru componenta (tălpii stâlpului sau plăcii de capăt), care conduce la cea mai mică valoare $F_{tRd} / \Sigma B_{tRd}$.

Criteriile de mai sus, pot fi aplicate și la prinderile cu placă de capăt supraînălțată sub rezerva ca partea supraînălțată, are o capacitate de deformare suficientă, condiție suficientă dacă satisface modul de distrugere 1. În acest caz h_1 din relația (16.109) reprezintă distanța de la rândul exterior de șuruburi până la centrul de compresiune.

În cazul că prinderea nu este clasificată în categoria prindere completă, cea mai mică valoare β nu trebuie să depășească 1,8.

În Eurocode 3 este dat un procedeu, (J 3.1), care permite determinarea rezistenței la un moment de încovoiere a unei prinderi riglă-stâlp, executată cu șuruburi de rezistență completă.

Procedeul are următoarele etape:

(1) Se determină rezistența potențială a tălpii stâlpului în zona solicitată la întindere conform paragrafului 16.4.3.3.

(2) Se determină rezistența potențială a plăcii de capăt a riglei în zona solicitată la întindere conform paragrafului 16.4.3.4.

(3) Cu valorile obținute în etapele (1) și (2) se determină rezistența eficace a fiecărui rând de șuruburi din zona solicitată la întidere a prinderii conform paragrafului 16.4.3.5.

(4) Cu excepția prinderilor de rezistență completă, dacă valoarea rezistenței eficace a unui rând de șuruburi oarecare depășește 1,8 B_{tiRd}, valoare definită prin cea mai mică valoare dintre cele calculate cu relațiile (16.73) și (16.74) se modifică dimensionarea prinderii, utilizând de exemplu șuruburi cu diametru mai mare.

(5) Plecând de la etapa (3), se determină rezistența eficace totală a tuturor rândurilor de șuruburi din zona solicitată la întindere.

(6) Se determină rezistența inimii stâlpului în zona solicitată la întindere conform paragrafului 16.4.3.6.

(7) Se determină rezistența inimii stâlpului în zona comprimată conform paragrafului 16.4.3.7.

(8) Se determină rezistența inimii stâlpului în zona solicitată la forfecare conform paragrafului 16.4.3.8.

(9) Se vor adopta cele mai mici valori determinate în etapele 6, 7 și 8 ca rezistență a zonei celei mai slabe.

(10) Dacă rezistența eficace totală a rândurilor de șuruburi obținută în etapa (5) este mai mare decât rezistența zonei celei mai slabe obținută în etapa (9) se reduc rândurile de șuruburi succesive, începând cu rândul cel mai apropiat de centrul de compresiune până când rezistența eficace a rândurilor de șuruburi rămase este egală cu rezistența zonei celei mai slabe.

(11) Se determină astfel o zonă de întindere redusă care nu conține decât șuruburile rezistente după încheierea etapei (10).

(12) Se verifică din nou rezistența inimii stâlpului în zona întinsă redusă, conform paragrafului 14.4.3.6.

(13) Dacă valoarea obținută în etapa (12) este inferioară față de rezistența eficace totală a rândurilor de șuruburi din zona întinsă redusă, va fi adoptată ca valoare a zonei celei mai slabe și se revine la etapa (10).

(14) Se verifică rezistența zonei solicitată la întindere a plăcii de capăt a riglei cu același procedeu ca și pentru inima stâlpului în etapa (12).

(15) Dacă valoarea obținută în etapa (14) este inferioară rezistenței totale a rândurilor de șuruburi din zona întinsă redusă, va fi adoptată ca noua valoare a rezistenței zonei celei mai slabe și se revine din nou la etapa (10).

(16) Se determină valoarea de calcul M_{Rd} a efortului capabil al prinderii din momentul de încovoiere, pe baza rândurilor de șuruburi din zona întinsă dedusă cu relația:

$$M_{Rd} = \Sigma \, (F_{tiRd} \cdot h_i)$$

în care:

F_{tiRd} – valoarea de calcul a unui rând individual de șuruburi;

h_i – distanța acestui rând de șuruburi față de centrul de compresiune.

În Eurocode 3 este prezentat în J.3.3. un procedeu de determinare a efortului capabil de calcul eficace, a rândurilor de șuruburi în cazul stâlpilor nerigidizați, în următoarele etape:

(1) Se recalculează valorile rezistenței de calcul, potențiale, pentru o talpă a stâlpului nerigidizat, anulând succesiv rândurile de șuruburi inferioare.
(2) Se recalculează valorile rezistențelor de calcul potențiale ale fiecărui rând de șuruburi în placa de capăt a riglei, omițând succesiv rândurile inferioare de șuruburi.
(3) Reducerea rezistenței obținută cu omisiunea unor rânduri de șuruburi în etapele (1) și (2) se interpretează drept contribuția acestor rânduri de șuruburi la rezistența de calcul potențială totală a tălpii stâlpului și plăcii de capăt.
(4) Pentru fiecare rând de șuruburi se determină diferența între rezistența de calcul potențială a tălpii stâlpului și a plăcii de capăt, obținute în etapa (3).
(5) Plecând de la rândurile superioare de șuruburi, valorile obținute în etapa (3), trebuie redistribuite pentru a minimaliza diferențele obținute în etapa (4) cu condiția ca:

- diferența să fie distribuită numai la același grup de rânduri de șuruburi;
- rezistența fiecărui rând individual de șuruburi să fie limitată ca valoare superioară, la cea obținută folosind ca lungime eficace cea mai mică valoare dintre 4 m + 1,25 e și 2 π m.

(6) Valorile obținute în etapa (5), trebuie reduse pentru a obține echilibru între rezistența de calcul a tălpii stâpânului și cea a plăcii de capăt a riglei.
(7) Valorile obținute în etapa (6) vor fi adoptate ca rezistențe de calcul eficace a diferitelor rânduri de șuruburi.

Exemplu numeric 16.9

Să se verifice prinderea riglei cadrului I 32 de stâlpul nerigidizat, cu șuruburi. Momentul de încastrare al riglei și reacțiunea verticală: M = 200 kNm; V = 240 kN

Rigla I 32, h = 320 mm, t_f = 17,3 mm, t_w = 11,5 mm

Stâlpul 300 × 14 + 2 × 250 × 25

Placa de capăt a riglei 180 × 25

Distanțe: (fig. 16.38)

la riglă: m = 37 mm; e = 40 mm

la stâlp: m = 35 mm; e = 75 mm

Șuruburi M 24-8.8 la distanța p_1 = 70 mm; p_1 = 110 mm

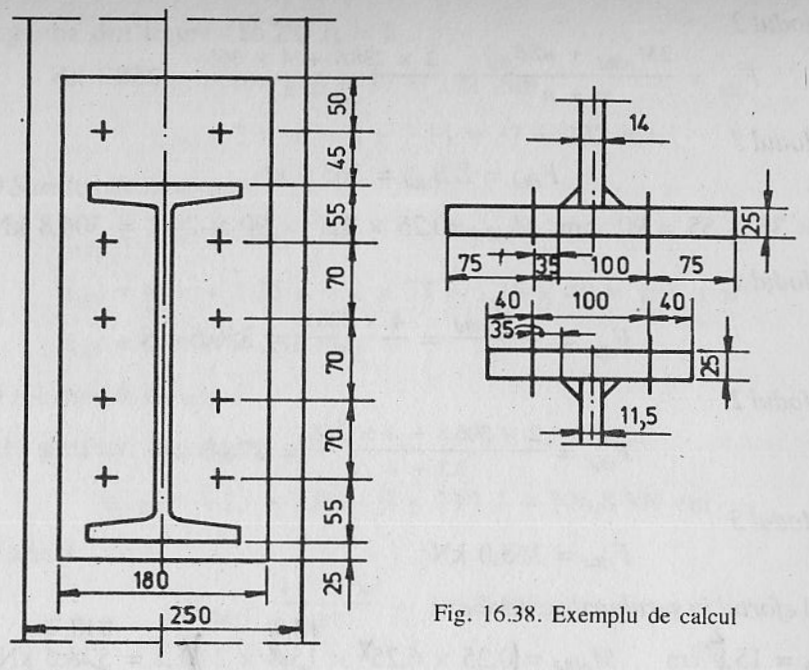


Fig. 16.38. Exemplu de calcul

1) *Talpa stâlpului nerigidizat*

a) Șuruburile centrale

$l_{effa} = p$ = 70 mm (110 mm)

$l_{effa} = 4\ m + 1{,}25\ e = 4 \times 35 + 1{,}25 \times 75 = 227{,}5$ mm

$l_{effa} = 2\ \pi\ m = 2 \times 3{,}14 \times 35 = 218$ mm

b) Șuruburile exterioare

$l_{effb} = 0{,}5\ p + 2\ m + 0{,}625\ e = 35 + 116{,}87 = 151{,}87$ mm

$l_{effb} = 4\ m + 1{,}25\ e = 227{,}5$ mm

$l_{effb} = 2\ \pi\ m = 218$ mm

c) Eforturile în șuruburi centrale cu $p_1 = l$ = 70 mm:

$$M_{plRd} = 0{,}25 \times 2{,}5^2 \times 70 \times 24/1{,}1 = 238{,}6 \text{ kNcm}$$

$$B_{tRd} = \frac{0{,}9 \times 3{,}17 \times 80}{1{,}25} = 182{,}5 \text{ kN}$$

$$\Sigma B_{tRd} = 2 \times 182{,}5 = 365{,}0 \text{ kN}$$

Modul 1

$$F_{tRd} = \frac{4\ M_{plRd}}{m} = \frac{4 \times 238{,}6}{3{,}5} = 272{,}7 \text{ kN}$$

Modul 2

$$F_{tRd} = \frac{2M_{plRd} + n\Sigma B_{tRd}}{m + n} = \frac{2 \times 238,6 + 4 \times 365}{3,5 + 4} = 258,3 \text{ kN}$$

Modul 3

$$F_{tRd} = \Sigma B_{tRd} = 365,0 \text{ kN}$$

$l_{effc} = 35 + 55 = 90$ mm: $M_{plRd} = 0,25 \times 2,5^2 \times 90 \times 24/1 = 306,8$ kNmm

Modul 1

$$F_{tRd} = \frac{4\ M_{plRd}}{m} = \frac{4 \times 306,8}{3,5} = 350,6 \text{ kN}$$

Modul 2

$$F_{tRd} = \frac{2 \times 306,8 + 4 \times 365}{3,5 + 4} = 276,5 \text{ kN}$$

Modul 3

$$F_{tRd} = 365,0 \text{ kN}$$

d) efortul în șuruburile exterioare

$l_{effb} = 15,8$ cm $\quad M_{plRd} = (0,25 \times 6,25 \times 15,8 \times 24/1,1 = 578,6$ kNcm

Modul 1

$$F_{tRd} = \frac{4 \times 538,6}{3,5} = 515,5 \text{ kN}$$

Modul 2

$$F_{tRd} = \frac{2 \times 538,6 + 4 \times 365}{3,5 + 4} = 338,3 \text{ kN}$$

Modul 3

$$F_{tRd} = 365,0 \text{ kN}$$

2) *Placa de capăt a riglei*

a) în cazul șuruburilor exterioare

$l_{effa} = 0,5\ l_b = 0,5 \times 180 = 90$ mm

$l_{effa} = 0,5\ w + 2m_x + 0,625\ e_x =$

$= 0,5 \times 100 + 2 \times 37 + 0,625 \times 40 = 149$ mm

$l_{effa} = 4\ m_x + 1,25\ e_x = 4 \times 37 + 1,25 \times 40 = 124$ mm

$l_{effa} = 2\ \pi\ m_x = 2 \times 3,14 \times 37 = 232,4$ mm

b) Primul rând de șuruburi sub talpa întinsă cu :

$$\lambda_1 = \frac{37}{37 + 40} = 0,48; \quad \lambda_2 = \frac{45}{37 + 40} = 0,58.$$

Din diagrama din figura (16.28) $\alpha = 6$

$l_{effb} = \alpha m = 6 \times 37 = 222$ mm

$l_{effb} = 2\ \pi\ m = 2 \times 3,14 \times 37 = 232$ mm

c) Șuruburile interioare

$l_{effc} = p = 70$ mm

$l_{effc} = 4\ m + 1,25\ e = 4 \times 37 + 1,25 \times 40 = 198$ mm

$l_{effc} = 2\ \pi\ m = 232$ mm

d) Eforturi în șuruburi

a.1) șuruburi exterioare

$$M_{plRd} = 0,25 \times 2,5^2 \times 9 \times 24/1,1 = 306,8 \text{ kN cm}$$

Modul 1

$$F_{tRd} = \frac{4 \times 306,8}{3,7} = 331,7 \text{ kN}$$

Modul 2

$$F_{tRd} = \frac{2 \times 306,8 + 4 \times 365}{3,7 + 4} = 269,3 \text{ kN}$$

Modul 3

$$F_{tRd} = \Sigma B_{tRd} = 365,0 \text{ kN.}$$

b.1) Șuruburile de sub talpa întinsă $l_{effb} = 222$ mm

$$M_{plRd} = 0,25 \times 2,5^2 \times 22,2 \times 24/111 = 756,8 \text{ kNcm}$$

Modul 1

$$F_{tRd} = \frac{756,8 \times 4}{3,7} = 818,1 \text{ kN}$$

Modul 2

$$F_{tRd} = \frac{2 \times 756,8 + 4 \times 365}{3,7 + 4} = 386,2 \text{ kN}$$

Modul 3

$$F_{tRd} = \Sigma B_{tRd} = 365,0 \text{ kN}$$

c.1) Șuruburi interioare $l_{effc} = 70$ mm

$$M_{plRd} = 0,25 \times 2,5^2 \times 7 \times 24/1,1 = 238,6 \text{ kNcm}$$

Modul 1

$$F_{tRd} = \frac{4 \times 238,6}{3,7} = 257,9 \text{ kN}$$

Modul 2

$$F_{tRd} = \frac{2 \times 238{,}6 + 4 \times 365}{3{,}7 + 4} = 251{,}5 \text{ kN}$$

Modul 3

$$F_{tRd} = \Sigma B_{tRd} = 365{,}0 \text{ kN}$$

Rezultatul obținut pentru eforturile din talpa stâlpului și placa de capăt este reprezentat în figura 16.39 a. Suma eforturilor în șuruburi din cele două elemente este aproximativ aceiași (1389,7 kN față de 1410,3 kN).

Există diferențe între eforturile din cele două rânduri, rândul exterior și rândul de sub talpa întinsă a riglei. În figura 16.39 b, este prezentată o medie a eforturilor din cele două elemente, valori care satisfac condiția de dimensionare $2\ B_{tRd} < 365$ kN.

Momentul calculat față de centrul de compresiune, situat la mijlocul grosimii tălpii inferioare, cu distanțele din figura 16.39 b, rezultă

$$\Sigma B_{tRd} \cdot f_i = 303{,}8 \times 35{,}65 + 331{,}3 \times 25{,}65 + 255 \times 18{,}65 = 24083 \text{ kNcm} > 20000 \text{ kNcm}$$

3) *Efortul capabil de calcul al inimii stâlpului nerigidizat la întindere*

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot f_{yc}/\gamma_{M0} = 1{,}4 \times 30 \times 24/1{,}1 = 916{,}4 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{20000}{(32 - 1{,}73)} = 660{,}7 \text{ kN} < 916{,}4 \text{ kN}.$$

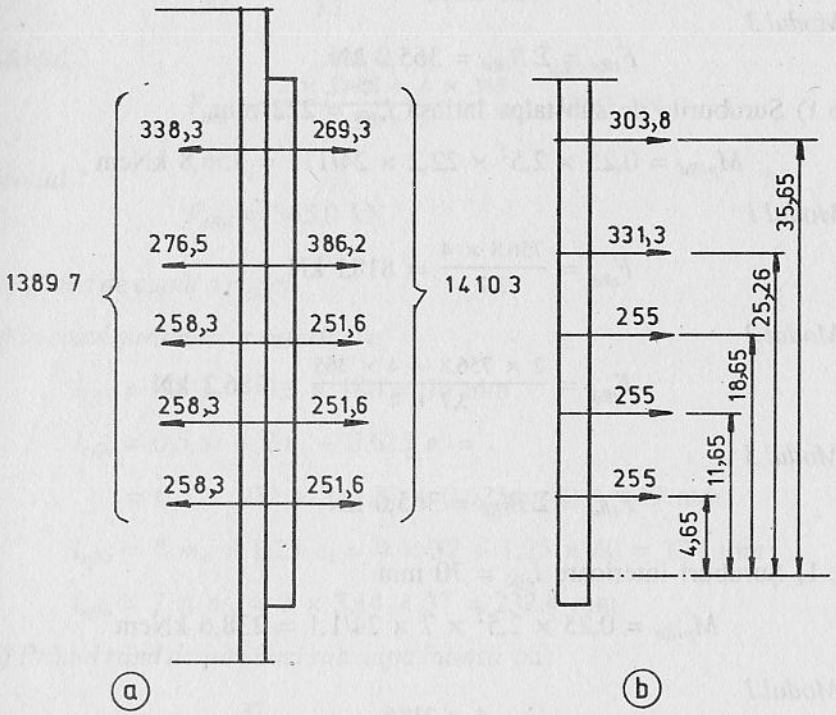


Fig. 16.39. Rezultate în exemplu de calcul

4) *Efortul capabil de calcul la compresiune cu*

$$\sigma_{nED} = 180 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{cR} = t_{wc}[1{,}25\ f_{yc}/1{,}1 - 0{,}5 \times 18]\ b_{eff} = 1{,}4\ [1{,}25 \times 24/1{,}1 - 9]\ 30 = 767 \text{ kN}$$

5) *Efortul capabil de calcul la forfecare*

$$V_{plRd} = (A_v \cdot f_{yc}/\sqrt{3})/\gamma_{M0} = (1{,}4 \times 30 \times 2{,}4/\sqrt{3})/1{,}1 = 529 \text{ kN} > 240 \text{ kN}$$

6) *Rigiditatea la rotire*

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = F_6 = \frac{M}{h_1} = \frac{20000}{30{,}27} = 660{,}7 \text{ kN}$$

$F_{5Rd} = 2B_{tRd} = 365$ kN; $F_5 = 303{,}8$ kN (fig. 16.39 b)

coeficientul μ_i este $\mu_i = 1$ pentru $i = 1, 2$ și 3, iar pentru $i = 4, 5$ și 6

$$\mu_i = \frac{h_1 \cdot F_{1Rd}}{M_{Rd}} = \frac{30{,}27 \times 303{,}8}{20000} = 0{,}46$$

303,8 kN este efortul în șuruburile exterioare (vezi fig. 16.39).

Valorile coeficienților k

$k_1 = 0{,}241$; $k_2 = 0{,}80$; $k_3 = 0{,}80$

$$k_4 = \frac{t_{fc}^2}{4\ m^2 t_{wc}} = \frac{2{,}5^3}{4 \times 3{,}5 \times 1{,}4} = 0{,}23; \quad k_5 = \frac{2\ A_s}{l_b \cdot t_{wc}} = \frac{2 \times 3{,}17}{7{,}45 \times 1{,}4} = 0{,}60$$

$$l_b = t_{wc} + t_p + t_1 + \frac{k + m}{2} = 2{,}5 + 2{,}5 + 0{,}8 + \frac{1{,}5 + 1{,}9}{2} = 7{,}45 \text{ cm}$$

$$k_6 = \frac{t_c^2}{4\ m^2 t_{wc}} = \frac{2{,}5^3}{4 \times 3{,}5^2 \times 1{,}4} = 0{,}23$$

$$\frac{\mu_1}{k_1}\left(\frac{F_1}{F_{iRd}}\right)^2 = \frac{1}{0{,}24}\left(\frac{660{,}7}{529}\right)^2 = 6{,}50$$

$$\frac{\mu_2}{k_2}\left(\frac{F_2}{F_{iRd}}\right)^2 = \frac{1}{0{,}8}\left(\frac{660{,}7}{916{,}4}\right)^2 = 0{,}65$$

$$\frac{\mu_3}{k_3}\left(\frac{F_3}{F_{iRd}}\right)^2 = \frac{1}{0{,}8}\left(\frac{660{,}7}{767}\right)^2 = 0{,}93$$

$$\frac{\mu_4}{k_4}\left(\frac{F_4}{F_{iRd}}\right)^2 = \frac{0{,}46}{0{,}23}\left(\frac{660{,}7}{276{,}5}\right)^2 = 11{,}42$$

$$\frac{\mu_5}{k_5}\left(\frac{F_5}{F_{iRd}}\right)^2 = \frac{0{,}46}{0{,}60}\left(\frac{303{,}8}{365}\right)^2 = 0{,}53$$

$$\frac{\mu_6}{k_6}\left(\frac{F_6}{F_{iRd}}\right)^2 = \frac{0{,}46}{0{,}23}\left(\frac{660{,}7}{386{,}2}\right)^2 = 10{,}26$$

$$\Sigma = 30{,}29$$

$$S_j = \frac{E h_1^2 \cdot t_w}{\Sigma \frac{\mu_i}{k_i}\left(\frac{F_i}{F_{iRd}}\right)^2} = \frac{2{,}1 \times 10^4 \times 30{,}27^2 \times 1{,}4}{30{,}29 \times 100} = 8894 \text{ kNm.}$$

7) *Capacitatea de rotire*

Atât la talpa stâlpului cât și la placa de capăt hotărâtor a fost modul de distrugere 2 cu:

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{4}{3{,}5} = 1{,}14 \qquad \frac{2\lambda}{1 + 2\lambda} = 0{,}69$$

$$\beta_{cr} = \frac{F_{tRd}}{\Sigma B_{tRd}} = \frac{269{,}3}{365} = 0{,}73$$

$$\phi_c = \frac{10{,}6 - 4 \times 0{,}73}{1{,}3 \times 30{,}27} = 0{,}195.$$

CAPITOLUL 17

VERIFICĂRI LA OBOSEALĂ

17.1. GENERALITĂȚI

Verificarea unei structuri la limită de oboseală constă în a dovedi o comportare satisfăcătoare la acțiunea unor încărcări cu caracter repetat, pe toată durata de exploatare a construcției [17.1], [17.2], [17.3].

Gradul de securitate al structurii, cu un nivel de probabilitate acceptabil, se obține prin introducerea în calcule a unor coeficienți parțiali de siguranță γ_{Mf} cu valorile precizate în tabelul 17.1.

Tabelul 17.1

Posibilități de verificare și acces	γ_{Mf} pentru elemente	
	puțin importante	importante
Verificări și operații de întreținere periodice Detalii ale prinderilor accesibile	1,00	1,20
Verificări și operații de întreținere periodice Detalii ale prinderilor greu accesibile	1,10	1,25

Valorile coeficienților γ_{Mf} sunt diferite în funcție de importanța elementului în structură de rezistență și de posibilitățile de verificare și de întreținere periodică a construcției.

În structură se deosebesc *elementele puțin importante* a căror defectare prin oboseală nu implică apariția unor defecte grave și, *elementele importante,* a căror defectare locală conduce la distrugerea prin oboseală a construcției.

17.2. RESTRICȚII

- tensiunile nominale în verificările la oboseală, trebuie să rămână în domeniul elastic;
- extensia maximă a variației tensiunii nominale $\Delta\sigma$, determinată la stările limită ale exploatării normale în combinația de încărcări rare, nu trebuie

să depășească 1,5 f_y, în cazul tensiunilor normale și 1,5 $f_y/\sqrt{3}$, în cazul tensiunilor tangențiale;
- rezistențele la oboseală specificate, se aplică elementelor protejate corespunzător contra coroziunii în condițiile unui mediu puțin agresiv și condiții atmosferice normale;
- construcția este supusă la temperaturi care nu depășește 150 °C.

17.3. CONDIȚII CÂND VERIFICAREA LA OBOSEALĂ ESTE OBLIGATORIE

În cazul structurilor pentru clădiri verificările la oboseală se impun în următoarele cazuri:
- elemente supuse la oscilații din vânt;
- elemente solicitate prin cicluri repetate produse de instalații care produc vibrații;
- elemente supuse la oscilații produse de adunări de persoane.

Verificările la oboseală nu sunt necesare dacă una din următoarele trei condiții este satisfăcută.

a) Dacă extensiunea de tensiune $\Delta\sigma$ satisface condiția:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \le 26/\gamma_{Mf} \quad \text{N/mm}^2 \tag{17.1}$$

în care γ_{Ff} este coeficientul parțial de siguranță, care înmulțește încărcările, care produc oboseala. Se ia de regulă $\gamma_{Ff} = 1{,}0$

b) Numărul total de cicluri pentru toată viața construcției satisface condiția:

$$N \le 2 \cdot 10^6 \left[\frac{36/\gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}} \right]^7 \tag{17.2}$$

în care $\Delta\sigma_{E2}$ este extensiunea tensiunii nominale sau geometrice echivalente în N/mm^2.

Prin tensiune geometrică se înțelege tensiunea principală maximă în metalul de bază la marginea coordonului de sudură, (se numește și tensiunea în punctul cald).

c) Dacă limita de oboseală sub amplitudine constantă $\Delta\sigma_D$ este specificată pentru un detaliu, extensia $\Delta\sigma$ maximă a variației de tensiune (nominală sau geometrică), calculată la starea limită a exploatării normale, în combinația rară, satisface condiția:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \le \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} \tag{17.3}$$

17.4. DEFINIȚII

În verificările la oboseală intervin următoarele noțiuni, definite după cum urmează:

(1) *Fenomen de oboseală:* defectarea unei părți a structurii datorită propagării lente a unei fisuri provocate prin fluctuațiile repetate ale tensiunilor.

(2) *Încărcarea de oboseală:* Un ansamblu de evenimente – încărcări reprezentative descrise prin poziția forțelor, intensitatea și frecvența lor relativă.

(3) *Încărcarea de oboseală echivalentă de amplitudine constantă:* Încărcare simplificată de amplitudine constantă reprezentând efecte de oboseală a evenimentelor – încărcări reale de amplitudini variabile.

(4) *Istoricul tensiunilor:* înregistrarea sau calculul variațiilor de tensiune într-un element al structurii în cursul unui eveniment de încărcare.

(5) *Extensia de tensiune:* diferența algebrică între două extreme ale unui ciclu particular de tensiune făcând parte dintr-un istoric al tensiunilor.

(6) *Spectrul extensiilor de tensiune:* histograma frecvențelor de apariție a tuturor valorilor extensiilor de tensiune înregistrate sau calculate pentru un eveniment de încărcare dat.

(7) *Spectrul de calcul:* ansamblul tuturor spectrelor extensiilor de tensiune, care trebuie luate în considerare în verificările la oboseală (fig.17.1).

(8) *Extensia de tensiune echivalentă:* este extensia de tensiune de amplitudine constantă, care produce aceeași durată de viață la oboseală ca și cea obținută pe baza unui spectru de variație variabilă, comparația fiind făcută pe baza însumării Miner. Pentru simplificare se poate considera o extensie de tensiune echivalentă pe baza unui număr total de 2 milioane de cicluri de extensii de tensiune de amplitudini variabile.

(9) *Durata de viață la oboseală:* numărul total de cicluri de extensii de tensiuni care conduce la ruină prin oboseală.

(10) *Limita de oboseală sub amplitudine constantă:* valoarea pragului de extensie a tensiunii deasupra căreia trebuie estimată rezistența la oboseală.

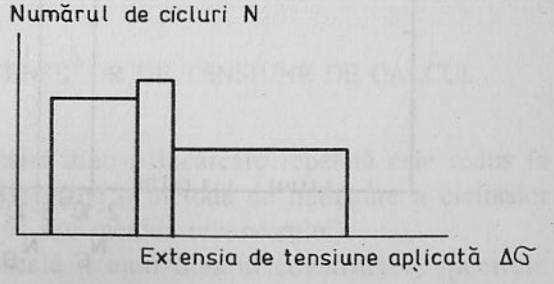


Fig. 17.1. Spectre de calcul

(11) *Categoria de detaliu constructiv:* clasa unui detaliu constructiv, sudat sau cu şuruburi indicând curba de rezistenţă la oboseală pentru determinarea rezistenţei.

(12) *Curba de rezistenţă la oboseală:* relaţia cantitativă definind ruina la oboseală în funcţie de extensia de tensiune şi numărùl de cicluri ale tensiunii, utilizată pentru evaluarea rezistenţei la oboseală a unei categorii de detalii constructive (fig. 17.2).

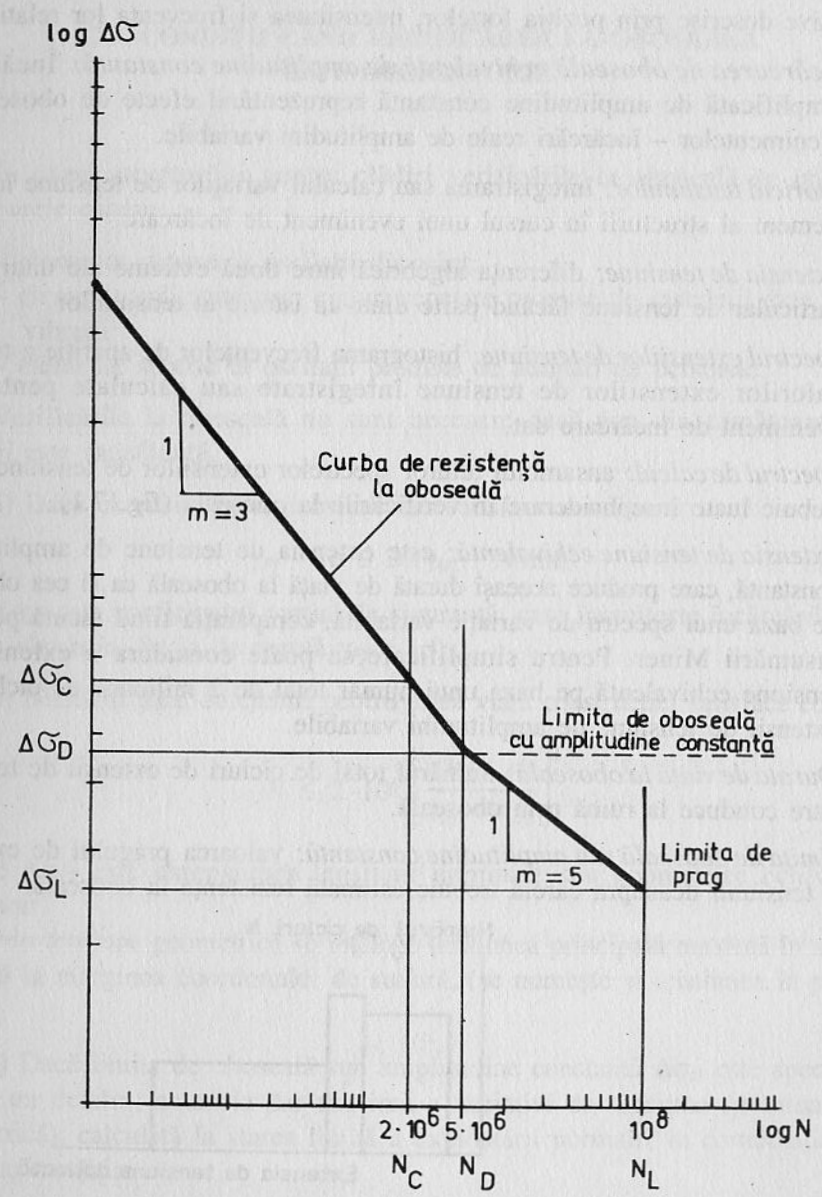


Fig. 17.2. Curba de rezistenţă la oboseală

(13) *Durata de viaţă de calcul:* durata în care structura trebuie să se comporte în depline condiţii de siguranţă, cu un gard acceptabil de probabilitate faţă de riscul de distrugere datorită fisurilor apărute prin oboseală.

(14) *Limita de prag:* limita sub care extensiile de tensiune ale spectrului de calcul nu contribuie la apariţia defectelor.

17.5. SPECTRE DE TENSIUNE

Ipotezele de încărcare pentru verificările la oboseală au fost precizate în capitolul 6.

Determinarea tensiunilor se face printr-o analiză elastică a structurii supusă la încărcări repetate.

În funcţie de metoda de verificare la oboseală adoptată, se determină extensia tensiunii nominale sau geometrice.

Determinarea tensiunii într-un detaliu constructiv se face luând în considerare tensiunile rezultate din excentricitatea prinderii, deformaţiile rezultate din tensiunile secundare datorate rigidităţii prinderii, redistribuţia tensiunilor datorate voalării şi deformaţiilor din forfecare, efectul de pârghie (vezi cap. 16).

În îmbinările sudate cu penetraţie parţială sau cu suduri de colţ, efortul transmis pe unitatea de lungime a cordonului se descompune în două componente în raport cu axa perpendiculară şi paralelă faţă de axa longitudinală a sudurii.

Tensiunile din oboseală în suduri vor fi:

– tensiuni normale σ_w perpendiculare pe axa longitudinală a sudurii.

– tensiuni tangenţiale τ_w paralele cu axa longitudinală a sudurii;

Valorile tensiunilor σ_w şi τ_w pot fi obţinute împărţind componentele efortului transmis pe unitatea de lungime a cordonului la grosimea de calcul a sudurii *a,* sau conform metodei prezentate în capitolul 12 cu relaţiile:

$$\sigma_w = \left[\sigma_\perp^2 + \tau_\perp^2\right]^{0.5} \tag{17.4}$$

$$\tau_w = \tau_{II}. \tag{17.5}$$

17.5.1. SPECTRUL EXTENSIILOR DE TENSIUNE DE CALCUL

Efectul unei tensiuni rezultată dintr-o încărcare repetată este redus la un spectru de extensii de tensiuni, folosind o metodă de numărare a ciclurilor de încărcare (metoda picăturii de apă sau metoda rezervorului).

Pentru verificarea la oboseală a unui detaliu constructiv, spectrele de extensie de tensiune rezultate dintr-o încărcare repetată sunt adunate pentru a

alcătui spectrul de extensii de tensiuni de calcul. Acest spectru de calcul poate fi alcătuit pe baza rezultatelor unor încercări experimentale sau prin calcule numerice bazate pe teoria elasticității.

17.6. METODE DE VERIFICARE LA OBOSEALĂ

17.6.1. GENERALITĂȚI

Verificarea siguranței structurii la încărcări repetate se poate conduce:

- având în vedere cumularea defectelor (metoda Palmgren – Miner), comparând defectul produs cu un defect admisibil;
- comparând extensia de tensiune echivalentă cu rezistența la oboseală corespunzătoare unui număr dat de cicluri de tensiune.

Pentru detaliile constructive date în tabelul 17.3 se va folosi extensia de tensiune nominală.

17.6.2. VERIFICAREA LA OBOSEALĂ BAZATĂ PE EXTENSIA DE TENSIUNE NOMINALĂ

17.6.2.1. Pentru încărcări repetate cu amplitudine constantă criteriul de verificare la oboseală este:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf} \tag{17.6}$$

în care:

$\Delta\sigma$ – este extensia de tensiune;

$\Delta\sigma_R$ – este rezistența la oboseală pentru categoria de detalii constructive pentru numărul total de cicluri N corespunzător duratei de viață de calcul.

17.6.2.2. Pentru încărcări repetate cu amplitudini variabile, definite printr-un spectru de calcul bazat pe cumularea defectelor verificarea defectului cumulat se face cu relația: (17.7)

$$D_d \leq 1 \tag{17.7}$$

unde:

$$D_d = \Sigma \frac{n_i}{N_i}$$

n_i – este numărul de cicluri de extensie de tensiune $\Delta\sigma_i$ corespunzător vieții de calcul acceptate;

N_i – este numărul de cicluri de extensie de tensiune $\gamma_{Fi} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_i$ care conduce la ruină, pentru categoria de detalii constructive respective.

Calculul defectului cumulat trebuie să se bazeze pe una din următoarele curbe de rezistență la oboseală:

a) o curbă de rezistență cu o singură pantă constantă $m = 3$ (fig. 17.2);

b) o curbă de rezistență cu două pante constante $m = 3$ și $m = 5$, schimbarea apărând la limita de oboseală sub amplitudine constantă (vezi fig. 17.2);

c) o curbă de rezistență la oboseală formată din două tronsoane cu pante constante $m = 3$ și $m = 5$ și un prag corespunzător numărului de cicluri $N = 100$ milioane (fig. 17.2);

d) o curbă cu o singură pantă $m = 5$ și un prag corespunzător numărului de cicluri $N = 100$ milioane. Această curbă corespunde detaliilor constructive cu tensiuni din forfecare (fig. 17.4) și profilelor tubulare.

Cazul c) este cel mai general. Extensiile de tensiune inferioare pragului $N = 100$ milioane pot fi neglijate.

În cazul utilizării cazului c) cu o limită la oboseală sub amplitudine constantă $\Delta\sigma_D$ la 5 milioane de cicluri, N_i poate fi calculat cu următorul procedeu: dacă:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$$

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i} \right]^3 \tag{17.8}$$

dacă:

$$\Delta\sigma_D \cdot \gamma_{Mf} > \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf}$$

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_L} \right]^5 \tag{17.9}$$

dacă:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf}$$

$$N_i = \infty. \tag{17.10}$$

Verificarea la oboseală sub amplitudine constantă poate fi condusă și verificând criteriul:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta_{\sigma E} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf} \tag{17.11}$$

în care:

$\Delta\sigma_E$ – este extensia de tensiune cu amplitudine constantă, pentru un număr de cicluri dat, pentru același defect cumulat ca și spectrul de calcul.

$\Delta\sigma_R$ – este rezistența la oboseală referitoare la detaliul constructiv, considerat pentru un număr total de cicluri de extensie a tensiunii de calcul, identic cu cel luat în considerare la determinarea valorii $\Delta\sigma_E$.

Dacă pentru determinările valorilor $\Delta\sigma_E$ și $\Delta\sigma_R$ se ia în considerare o curbă de oboseală cu o singură pantă $m = 3$, verificarea se plasează în domeniul de siguranță.

Ca alternativă, considerând extensia de tensiune echivalentă, verificarea la oboseală poate fi făcută cu criteriul:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} \tag{17.12}$$

în care:

$\Delta\sigma_{E2}$ – este extensia de tensiune corespunzătoare unui ciclu de 2 milioane

$\Delta\sigma_C$ – este valoarea de referință a rezistenței la oboseală, corespunzătoare pentru 2 milioane de cicluri a detaliului constructiv respectiv.

17.6.3. EXTENSII DE TENSIUNE DE FORFECARE

Extensiile de tensiuni de forfecare sunt tratate ca și extensiile de tensiuni nominale normale folosind însă curba cu o singură pantă și anume cu $m = 5$.

Pentru tensiuni de forfecare, numărul de cicluri de viața de calcul poate fi determinat astfel:

dacă:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_i > \Delta\tau_L / \gamma_{Mf}$$

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \left[\frac{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_i} \right]^5 \tag{17.13}$$

dacă:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_i < \Delta\tau_L / \gamma_{Mf}$$

$$N_i = \infty. \tag{17.14}$$

17.6.4. COMBINAȚII ÎNTRE EXTENSII DE TENSIUNE NORMALE ȘI DE FORFECARE

Efectul extensiilor de tensiune de forfecare poate fi neglijat dacă tensiunile din forfecare reprezintă mai puțin de 15% față de tensiunile nominale normale.

Dacă în aceeași secțiune tensiunile normale și cele de forfecare variază independent, defectele provocate prin cele două tensiuni trebuie estimate separat, aplicând legea Palmgren–Miner și apoi combinate conform relației:

$$D_{d\sigma} + D_{d\tau} \leq 1 \tag{17.15}$$

în care:

$D_{d\sigma} = \Sigma\ (n_i/N_i)$ pentru $\Delta\sigma_i$

$D_{d\tau} = \Sigma\ (n_i/N_i)$ pentru $\Delta\tau_i$

Dacă se folosesc extensiile echivalente de tensiune de amplitudine constantă, criteriul (17.15) devine:

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E}{\Delta\tau_R / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \tag{17.16}$$

sau ca o alternativă la verificarea oboseală sub extensiunile de tensiune de amplitudine constantă, verificarea se poate face cu ajutorul criteriului specific

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \tag{17.17}$$

17.6.4.1. Extensiile de tensiune în sudură. Defectele provocate prin tensiunile normale și cele tangențiale sunt evaluate separat cu regula Palmgren–Miner și apoi combinate:

$$D_{d\sigma} + D_{d\tau} \leq 1 \tag{17.18}$$

în care:

$D_{d\sigma} = \Sigma\ (n_i/N_i)$ pentru extensii de tensiune normale;

$D_{d\tau} = \Sigma\ (n_i/N_i)$ pentru extensii de tensiune tangențiale.

17.6.5. VERIFICAREA LA OBOSEALĂ BAZATĂ PE EXTENSII DE TENSIUNI GEOMETRICE

Tensiunea geometrică este tensiunea principală maximă în materialul de bază, adiacent marginii cordonului de sudură, cu luarea în considerare a geometriei îmbinării, cu excluderea efectelor concentrărilor locale de tensiuni, datorate geometriei sudurilor și discontinuităților de la marginea cordoanelor de sudură.

Valoarea maximă a extensiei de tensiune se obține studiind starea de tensiune în diferite puncte la marginea cordonului în jurul îmbinării sudate sau în zonele de concentrări de tensiuni.

Tensiunile geometrice pot fi determinate folosind coeficienți de concentrare printr-o analiză de element finit, sau cu ajutorul unor modele experimentale.

Verificările la oboseală pe baza extensiei tensiunilor geometrice se fac cu relația (17.6) înlocuind însă în această relație extensia tensiunilor nominale cu extensia tensiunilor geometrice.

17.7. REZISTENȚA LA OBOSEALĂ

17.7.1. GENERALITĂȚI

Rezistența la oboseală este definită pentru tensiunile normale printr-o serie de curbe log $\Delta\sigma_R$ – log N, fiecare dintre ele referitoare la o categorie de detalii constructive. Fiecare categorie de detalii constructive este notată printr-un număr

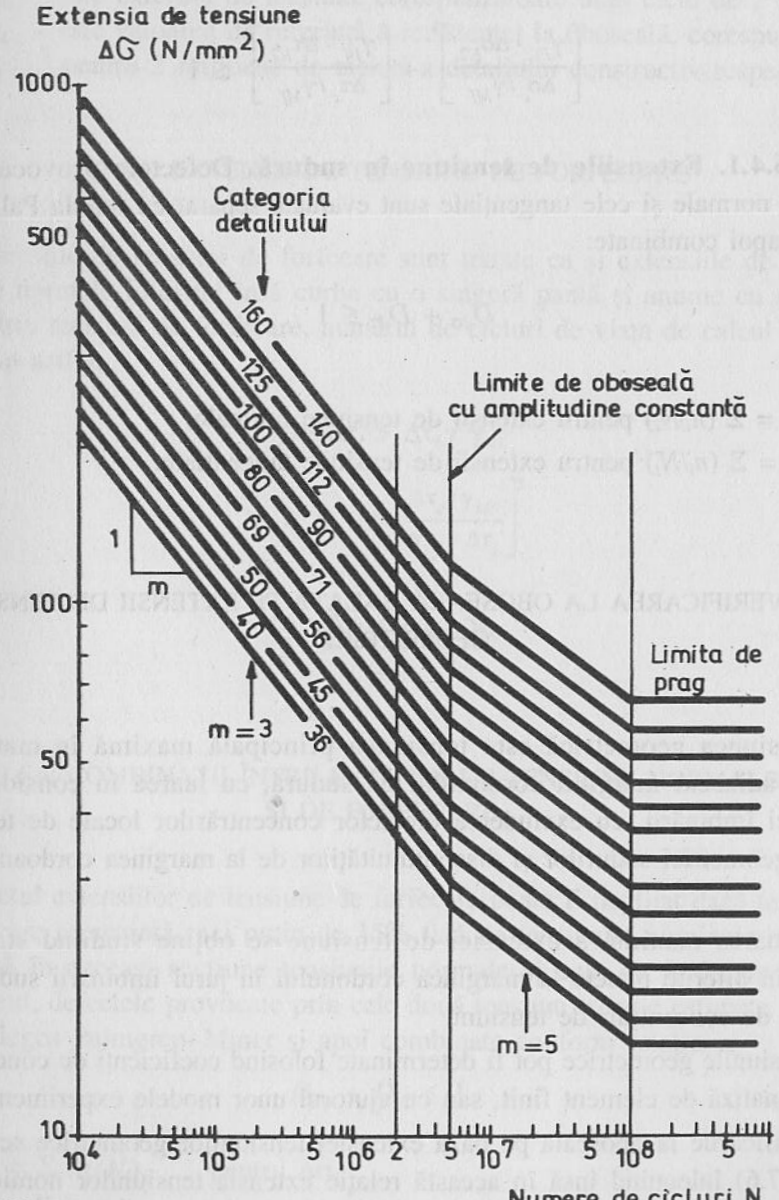


Fig. 17.3. Curbele de rezistență la oboseală pentru extensii de tensiune normale

care reprezintă în N/mm² valoarea de referință $\Delta\sigma_c$ a rezistenței la oboseală corespunzătoare la 2 milioane de cicluri.

Curbele Wöhler pentru rezistența la oboseală în cazul tensiunilor normale nominale, prezentate în figura 17.3 sunt definite prin relația:

$$\log N = \log a - m \log \Delta\sigma_R \qquad (17.19)$$

în care:

$\Delta\sigma_R$ – este rezistența la oboseală;
N – este numărul de cicluri de variație a tensiunii;
m – este o constantă care reprezintă panta curbelor la oboseală cu valorile 3 și 5.
log a – este o constantă care depinde de panta părții de curbă considerată.

Curbe similare sunt stabilite și pentru cazul tensiunilor din forfecare.

Curbele de oboseală sunt bazate pe studii experimentale și înglobează următoarele efecte:

- concentrările locale de tensiuni datorite geometriei cordoanelor de sudură;
- dimensiunile și forma discontinuităților acceptabile;
- direcția tensiunii;
- tensiunile reziduale;
- condițiile metalurgice;
- în anumite cazuri, operațiile de sudare și procedeele de îmbunătățire care urmează (detensionare, etc.).

Valorile numerice pentru curbele de rezistență la oboseală pentru extensiile de tensiuni normale sunt date în tabelul 17.2.

Tabelul 17.2

Categoria de detalii N/mm²	log a pentru N 10^8		Extensia de tensiune la limita de oboseală sub amplitudine constantă ($N = 5 \cdot 10^6$) N/mm²	Extensia de tensiune la limita de prag ($N = 10^8$) N/mm²
	$N \le 5 \cdot 10^6$ ($m = 3$)	$N \le 5 \cdot 10^6$ ($m = 5$)		
160	12.901	17.036	117	64
140	12.751	16.786	104	57
125	12.601	16.535	93	51
112	12.451	16.286	83	45
100	12.301	16.036	74	40
90	12.151	15.786	66	36
80	12.001	15.536	59	32
71	11.851	15.286	52	29
63	11.701	15.036	46	26
56	11.551	14.786	41	23
50	11.401	14.536	37	20
45	11.251	14.286	33	18
40	11.101	14.036	29	16
36	10.951	13.786	26	14

17.7.2. CURBE DE REZISTENȚĂ LA OBOSEALĂ PENTRU TENSIUNI DIN FORFECARE

Curbe de oboseală similare sunt stabilite și pentru cazul tensiunilor din forfecare (fig. 17.4). Aceste curbe de oboseală pentru extensii de tensiuni din forfecare au o pantă constantă, cu $m = 5$.

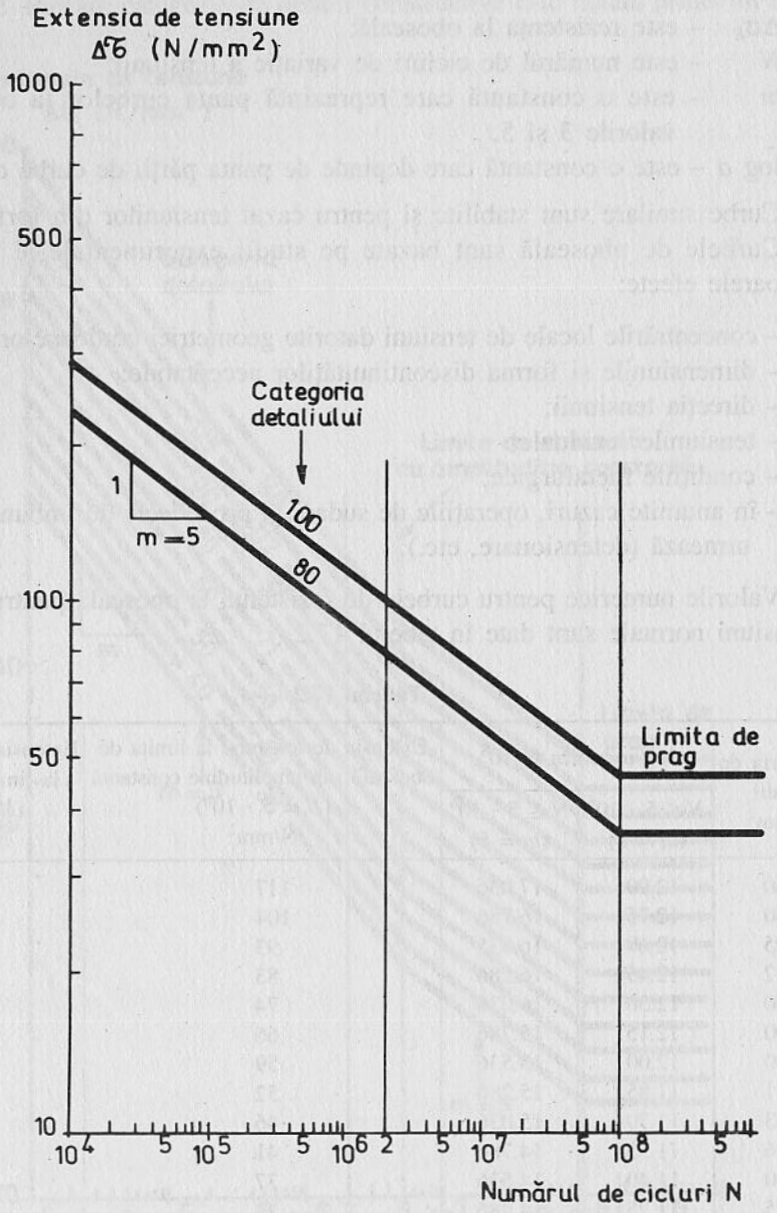


Fig. 17.4. Curbe de rezistență la oboseală pentru extensii de tensiune de forfecare

Valorile corespunzătoare pentru calculul rezistențelor la oboseală sunt date în tabelul 17.3.

Tabelul 17.3

Categoria de detalii $\Delta\tau_c$ [N/mm²]	log a pentru $N < 10^8$	Extensia de tensiune la limita de prag $\Delta\tau_L$ [N/mm²]
100	16.301	46
80	15.801	36

Categoria de detalii 100 se referă la metalul de bază, la sudurile în adâncime cu penetrație completă și la îmbinări cu șuruburi păsuite solicitate la forfecare, care lucrează la presiune diametrală.

Categoria de detalii 80 se referă la îmbinările solicitate la forfecare, executate cu suduri de colț sau suduri în adâncime cu penetrație parțială.

17.7.3. CURBE DE REZISTENȚĂ LA OBOSEALĂ PENTRU SECȚIUNILE DESCHISE

Categoriile de detalii, care pot fi folosite pentru încadrarea diferitelor detalii constructive a secțiunilor deschise, sunt date în tabelele următoare [17.4]:

Tabelul 17.3.1.: detalii fără sudură.
Tabelul 17.3.2.: secțiuni asamblate prin sudură.
Tabelul 17.3.4.: Prinderi executate sudat, prin care nu se transmit eforturi.
Tabelul 17.3.5.: Prinderi executate cu cusături sudate prin care se transmit eforturi.

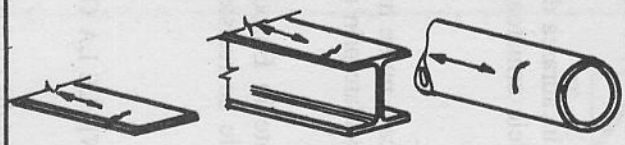
Din categoria de detalii constructive prezentate în Eurocode 3, au fost reținute numai acelea, care pot interveni în structurile de rezistență ale clădirii cu multe etaje.

17.7.4. CURBE MODIFICATE PENTRU REZISTENȚELE LA OBOSEALĂ

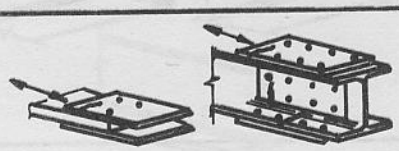
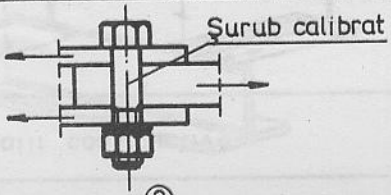
Rezultatele experimentale referitoare la unele detalii constructive ce nu se încadrează cu suficientă siguranță pe curbele de oboseală corespunzătoare, se recomandă să fie încadrate pe curba imediat următoare. În tabelele 17.3.3 aceste detalii sunt marcate cu asterisc (detaliile 50, 45 și 36).

Prin săgeți sunt marcate direcțiile tensiunilor la care se referă rezistența la oboseală.

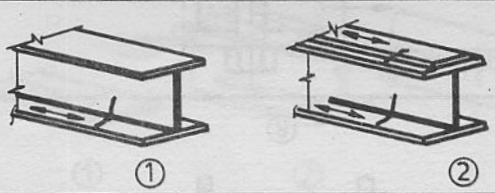
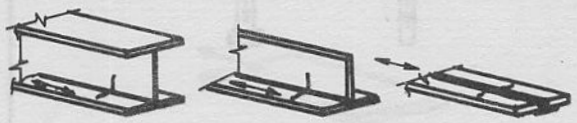
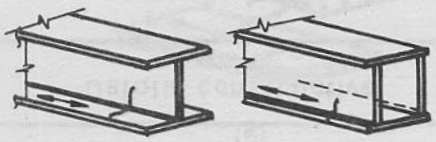
Tabelul 17.3.1

Pagina 1	Detalii constructive fără sudură		
Categoria de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
160	 ① ② ③	*Produse laminate și extrudate* ① Plăci și platbande late ② Profile laminate ③ Țevi fără sudură	① la ③ Muchii vii, defecte de suprafață și de laminare ameliorate prin polizare
140	④	*Platbande tăiate oxiacetilenic sau cu foarfeca* ④ Materiale tăiate automat sau cu foarfeca fără striuri de tăiere	④ Eliminarea tuturor traseelor vizibile a defectelor de margine
125	⑤	⑤ Materiale tăiate oxiacetilenic manual sau câmpuri de tăiere oxiacetilenică automate la linia de fusiune puțin adâncă și regulată.	⑤ Finisarea pentru înlăturarea tuturor defectelor de margine ④ și ⑤ - Fără reparații prin reâncărcare - Ameliorarea unghiurilor de racordare cu pantă < 1:4 sau a golurilor prin polizare a tuturor defectelor vizibile - în dreptul golurilor, tensiunile se determină pe baza secțiunii nete.

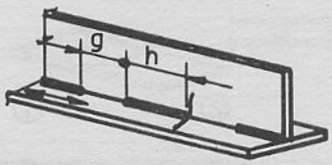
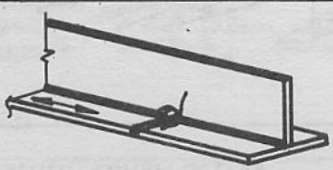
Tabelul 17.3.1 (continuare)

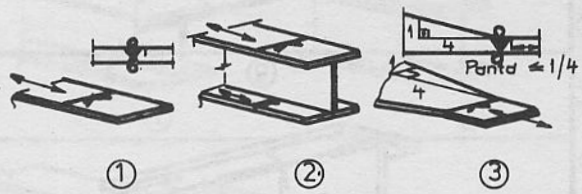
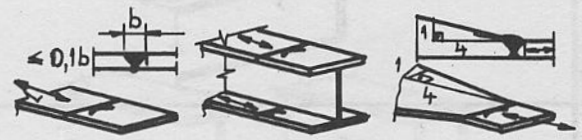
Pagina 2	Detalii constructive fără sudură		
Categoria de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
112	 ⑥ ⑦	*Îmbinări cu șuruburi* ⑥ Se vor evita îmbinările nesimetrice prin eclise de acoperire dintr-o singură parte, sau luarea în considerare a efectelor excentricității în calculul tensiunilor.	⑥ și ⑦ Calculul eforturilor unitare se face în raport cu secțiunea brută pentru îmbinări rezistente la alunecare și la secțiunea netă în toate celelalte cazuri
36*	⑧	⑦ Eclise de îmbinare cu șuruburi a inimii sau a tălpilor ⑧ Șuruburi și tije filetate la tracțiune, pentru șuruburi pretensionate, extensia de tensiuni în surub depinde de nivelul de pretensionare și de geometria îmbinării	⑧ Eforturile unitare de întindere se vor calcula cu secțiunea netă rezistentă a șuruburilor.
100 m = 5	 Șurub calibrat ⑨	*Șuruburi solicitate la forfecare simplă sau dublă* ⑨ Șuruburile calibrate (păsuite) lucrând la presiune diametrală pe gaură, din oțel de înaltă rezistență, conform definiției din capitolul 3. (șuruburi de clasa 8.8 și 10.9)	⑨ Eforturile unitare de forfecare se calculează în raport cu aria tijei șurubului. - Singure buloanele calibrate (păsuite) lucrând la presiune diametrală pe gaură sunt acoperite prin acest detaliu.

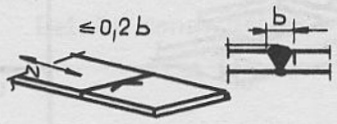
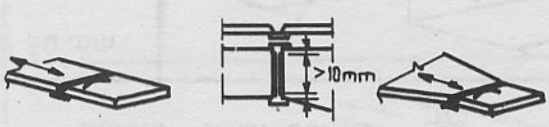
Tabelul 17.3.2

Pagina 1	Secțiuni realizate prin sudură		
Categoria de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
125	 ① ②	Cordoane de sudură longitudinale continue ① Sudură automată de colț cu pătrundere totală, executată pe două părți. O clasă 140 poate fi utilizată dacă la un control specializat nu se găsește nici un defect semnificativ.	① și ② Nici o oprire și reluare nu este acceptată numai dacă reparația este executată de un specialist, iar execuția corectă a reparației este controlată prin inspecție
112	 ③ ④	② Sudură automată de colț cu pătrundere parțială Extremitățile joantei de acoperire verticale conform detaliului ⑤ din tabelul 17.3.5. ③ Sudură automată de colț cu pătrundere parțială sau totală executată pe două părți cu oprire sau reluare	
100	 ⑤ ⑥	④ Sudură de colț sau cap la cap cu pătrundere totală executată dintr-o singură parte cu plăcuțe de sudare fără oprirea și reluarea cordonului. ⑤ Sudură de colț manuală cu pătrundere totală sau parțială ⑥ Sudură automată sau manuală cu pătrundere plină cu sau fără pregătirea prin șanfren a marginilor, executată dintr-o singură parte, în special la grinzi cheson	④ Dacă acest detaliu comportă opriri și reluări se utilizează categoria 100. ⑥ O foarte bună îmbinare între tălpile și inimile profilului este esențială. Pregătirea marginilor inimii precum și prelucrarea rădăcinii cordonului de sudură permite o pătrundere la rădăcină, regulată și fără întrepunere.

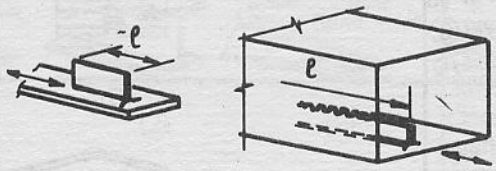
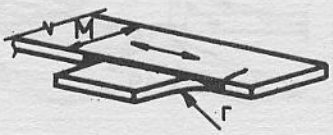
Tabelul 17.3.2 (continuare)

Pagina 2	Secțiuni realizate prin sudură		
Categoria de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
100	⑦	⑦ Repararea cordoanelor de sudură de colț cu sau fără pătrundere completă realizată manual sau automat.	⑦ - Metode de ameliorare suficient măiestrite pot reface categoria de origine.
80	 ⑧	Cordoane longitudinale de sudură întrerupte. ⑧ Cordoane de sudură întrerupte neacoperite ulterior cu un cordon de sudură continuu.	⑧ Cordon de sudură de colț întrerupt cu un raport de spațiu $g/h \leq 2{,}5$
71	 ⑨	⑨ Extremitățile cordoanelor de sudură continue ocolind o tăietură în 'gaură de șoarece.	⑨ Gaura de șoarece nu trebuie să fie închisă prin reâncărcare

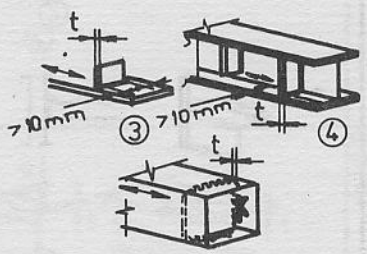
Pagina 1	Cordoane de sudură transversale cap la cap		
Categoria de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
112	 ① ② ③	Fără plăcuță suport de sudare ① Racorduri de benzi sudate transversal, fie pe platbande late, fie de profile laminate. ② Racorduri de tălpi și de inimi de grinzi sudate înainte de îmbinare. ③ Racorduri sudate cap la cap la platbande sau platbande late cu tăiere de racord teșită în lățime sau în grosime, când panta nu este mai mare de 1:4.	① și ② Detaliile 1 și 2 pot trece la clasa 125 dacă calitatea bună a sudurilor este certificată și satisface limitele de toleranță ale normei de referință, nivelul de calitate B.
90	 ④ ⑤ ⑥	④ Racorduri sudate cap la cap de platbande sau platbande late ⑤ Racorduri sudate cap la cap la profile laminate sau la grinzi cu inima plină sudate. ⑥ Racorduri sudate cap la cap de platbande sau platbande late cu tăiere de racord teșită în lățime sau grosime când panta nu este mai mare ca 1:4	①, ② și ③ Toate cordoanele de sudură trebuie să fie prelucrate prin polizare paralel cu direcția săgeții de pe figuri. ④, ⑤ și ⑥ Înălțimea cordonului de sudură nu trebuie să fie mai mare cu 10% decât lățimea sa, bombamentul trebuie să prezinte o trecere dulce spre suprafața plăcii. Cordoanele de sudură trebuie să fie executate în poziție orizontală.

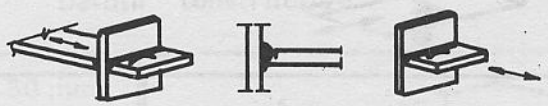
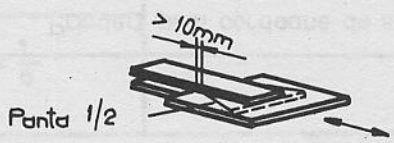
Pagina 2	Cordoane de sudură transversale cap la cap		
Categoria de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
80	 ⑦	⑦ Racorduri sudate cap la cap de platbande, platbande late, profile laminate sau grinzi cu inima plină.	⑦ Înălțimea cordonului de sudură nu trebuie să fie mai mare cu 20% decât lățimea sa ① la ⑦ Se vor utiliza piese cu margini tăiate ulterior prelucrate prin polizare. Marginile plăcilor cu striuri în direcția eforturilor unitare.
36*	⑧	⑧ Sudură cap la cap executată pe o singură parte	⑧ Fără plăcuță suport de sudare
71	 ⑨ ⑩	Cu plăcuță suport pentru sudare ⑨ Plăci de înnădire prin cordoane de sudură cap la cap ⑩ Cordoane de sudură cap la cap prin tăierea racordului prin teșire în lățime sau grosime când panta nu este mai mare de 1:4.	⑨ și ⑩ Cordonul de sudură de colț care fixează plăcuța suport de sudare trebuie să se termine la mai mult de 10 mm de marginile plăcii solicitate.
50	⑪	⑪ Cordoane de sudură cap la cap cu plăcuță suport de sudare permanentă	⑪ Dacă cordoanele de sudură de colț care fixează plăcuța suport de sudare se termină la mai puțin de 10 mm de marginea plăcii sau dacă nu se poate garanta o ajustare bună a celor două margini.

Tabelul 17.3.4

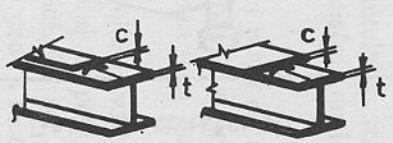
Pagina 1	Prinderi prin cordoane de sudură ce nu transmit eforturi			
Categoria de detaliu	Detalii constructive		Descriere	Condiții impuse
80	$l \leq 50$ mm	 ①	Prinderi longitudinale ① Categoria detaliului variază cu lungimea prinderii L.	
71	$50 < l \leq 100$mm			
50	$l > 100$ mm			
90	$\frac{1}{3} \leq \frac{r}{w}$ $r > 150$ mm	 ②	② Guseu sudat pe cant de o placă sau de talpa unei grinzi.	② Conjeu de racordare treptată de rază r realizat prin uzinare oxiacetilenică urmând polizarea sudurii, paralel cu direcția săgeții din figură.
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{w} < \frac{1}{3}$			
45	$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$			

Tabelul 17.3.4 (continuare)

Pagina 2	Prinderi prin cordoane de sudură ce nu transmit eforturi			
Categoria de detaliu	Detalii constructive		Descriere	Condiții impuse
I 90	I toate grosimile	 ⑤	Prinderi transversale ③ Sudurile se termină la mai mult de 10 mm de marginea plăcii ④ Rigidizări verticale sudate la o grindă laminată sau sudată ⑤ Diafragme la grinzi cheson sudate de o talpă sau o inimă	④ Extensia tensiunilor trebuie să fie calculată cu tensiuni principale maxime dacă rigidizarea nu este sudată de talpă.
80		⑥	⑥ Conectori de tip gujon sudați pe o talpă la care fisurarea se produce în aceasta	

Pagina 1	Îmbinări sudate prin cordoane de sudură care transmit eforturi		
Categorie de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
71	 ①	Îmbinări în cruce ① Suduri în adâncime cu pătrundere completă	① După control, eliminată toată discontinuitatea în afara toleranțelor din norma de referință pentru nivelul de calitate 3.
36	②	② Îmbinări în T sudate în adâncime cu pătrundere parțială sau îmbinări sudate cu suduri de colț cu pătrundere completă în secțiuned eficace a cordonului.	② Două verificări la oboseală se impun. Prima vis-a-vis de fisurared rădăcinii conform paragrafului luând în considerare categoria 36* pentru σ_w și 80 pentru τ_w. A doua vis-a-vis de fisurared piciorului sudurii, determinând extensid eforturilor unitare în placa prinsă în categoria 71. ① și ② Defectul de aliniament a plăcii prinsă nu trebuie să depășească 15% din grosimed plăcii continue
63	 ③	Îmbinări sudate prin acoperire ③ Îmbinări prin acoperire sudate prin cordon de sudură de colț.	③ - Eforturi unitare în placa principală trebuie să fie calculate pe baza suprafeței indicate pe crochiu - vezi pagina 2

Tabelul 17.3.5 (continuare)

Pagina 2	Îmbinări sudate prin cordoane de sudură care transmit eforturi		
Categorie de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
45	④	Îmbinări sudate prin acoperire ④ Îmbinări de acoperire sudate prin sudură de colț	④ Eforturile unitare trebuie să fie calculate pe baza secțiunii plăcilor de acoperire ③ și ④ Extremităților cordoanelor de sudură trebuie să fie la mai mult de 10 mm de marginea plăcii. Fisurared prin forfecare a cordonului trebuie să fie verificată după regula de la ⑦
50 t și t_c ≤ 20mm	 ⑤	Plăci de acoperire la grinzi laminate sau compuse sudate. ⑤ Zone extreme a plăcilor de acoperire simple sau multiple cu sau fără suduri frontale	⑤ - Dacă placa de acoperire este mai lată ca talpa, un cordon de sudură frontal, palizat îngrijit este necesar pentru a elimina intrândurile.
36 t și t_c > 20mm			
80 m = 5	⑥ ⑦	Cordoane de sudură solicitate la forfecare ⑥ Cordoane de sudură de colț continue transmitând un flux de forfecare la fel ca și într-o grindă compusă sudată. Ptr. cordoanele de sudură continui cu pătrundere completă solicitate la forfecare se va utiliza categoria 100 ⑦ Îmbinare de acoperire sudată prin cordon de sudură de colț.	⑥ - Calculul eforturilor unitare se bazează pe secțiuned de bază a cordonului ⑦ Calculul extensiei eforturilor unitare se bazează pe secțiuned de bază a cordonului considerând lungimed totală a cordonului. - Extremitățile cordoanelor la mai mult de 10 mm de marginea plăcii.

Tabelul 17.3.5 (continuare)

Pagina 3	Îmbinări sudate prin cordoane de sudură care transmit eforturi		
Categorie de detaliu	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse
80 m = 5	 ⑧	Cordoane de sudură solicitate la forfecare ⑧ Conectori de tip gujon (fixarea în cordonul de sudură sau în zona afectată termic).	⑧ Eforturile unitare de forfecare sunt calculate pe baza secțiunii nominale a gujonului.

CAPITOLUL 18

PLANȘEE. GRINZI ȘI STÂLPI ÎN SOLUȚIE MIXTĂ OȚEL-BETON

18.1. PLANȘEUL ȘI GRINZILE PLANȘEULUI

Planșeul într-o clădire multietajată, reprezintă unul dintre elementele importante ale construcției atât din punct de vedere funcțional, cât și din punctul de vedere al costului total al construcției.

Funcțional planșeul reprezintă elementul orizontal care separă diferitele etaje ale clădirii. Planșeul preia efectul încărcărilor verticale, permanente și utile, și-l transmite prin grinzile principale și eventual și cele secundare, cadrelor transversale și prin acestea fundațiilor. Planșeul împreună cu grinzile planșeului formează o șaibă orizontală de foarte mare rigiditate, care împreună cu cadrele transversale și cele longitudinale, completate de regulă cu contravântuiri verticale, asigură stabilitatea structurii spațiale de rezistență atât la încărcări verticale cât și la cele orizontale din acțiunea vântului și seism.

În plus, planșeele trebuie să satisfacă unele cerințe care se referă în special la confortul din încăperi și anume:

- izolare termică echivalată cel puțin cu cea a pereților exteriori;
- izolare fonică atât pentru zgomote aeriene cât și pentru cele din impact;
- rezistență la foc, prin folosirea unor materiale care să nu ardă și să nu întrețină arderea;
- limitarea vibrațiilor și oscilațiilor la valori care să evite un inconfort. Așa cum s-a precizat în capitolul 7, pentru locuințe și birouri frecvența proprie este limitată la 3 cicluri / sec. ceea ce corespunde unei săgeți $\delta_1 + \delta_2$ de max. 28 mm, iar pentru localurile în care pe planșee se sare, se dansează, sau se deplasează în cadență, frecvența proprie este de 5 cicluri / sec. ceea ce corespunde unei săgeți totale $\delta_1 + \delta_2$ de 10 mm.

Din punct de vedere constructiv și economic planșeele trebuie să asigure:

- o greutate proprie minimă, aceasta reprezintă una din importantele încărcări care acționează asupra structurii de rezistență;
- o înălțime constructivă cât mai redusă pentru a micșora cât mai mult volumul construit;
- o execuție simplă și rapidă;
- un cost total cât mai redus.

În funcţie de caracterul clădirii (locuinţe, birouri etc.) la stabilirea înălţimii totale a planşeului, trebuie luate în considerare grosimile diferitelor straturi, care intervin în compunerea planşeului (pardoseala, straturi izolatoare fonic şi termic, grosimea plăcii, înălţimea grinzilor planşeului, izolarea antifoc şi tavanul).

Planşeele pot fi executate din profile din tablă subţire formate la rece sau din plăci din beton-armat rezemate pe grinzi din oţel.

Soluţia planşeu metalic are avantajul unei greutăţi proprii reduse, în schimb implică măsuri severe şi costisitoare de protecţie anti-foc.

Soluţia placă din beton-armat pe grinzi din oţel cu conlucrarea asigurată între cele două materiale, este soluţia frecvent folosită. Placa din beton-armat poate fi turnată la faţa locului, în afara unui cofraj din scânduri din lemn sau placaj poate fi folosită şi o placă cutată din tablă de oţel. Placa cutată poate să reprezinte un cofraj pierdut sau poate fi considerată ca armătură în zona întinsă a plăcii din beton-armat. În acest ultim caz profilul plăcii cutate este special şi ca şi în cazul planşeelor metalice partea inferioară a plăcii cutate trebuie protejată anti-foc.

18.2. GRINZILE METALICE ALE PLANŞEELOR

Planşeele atât cele metalice, cât şi cele din beton-armat sunt susţinute de grinzile din oţel ale planşeelor. Acestea la rândul lor sunt rezemate pe rigle şi stâlpii cadrelor transversale.

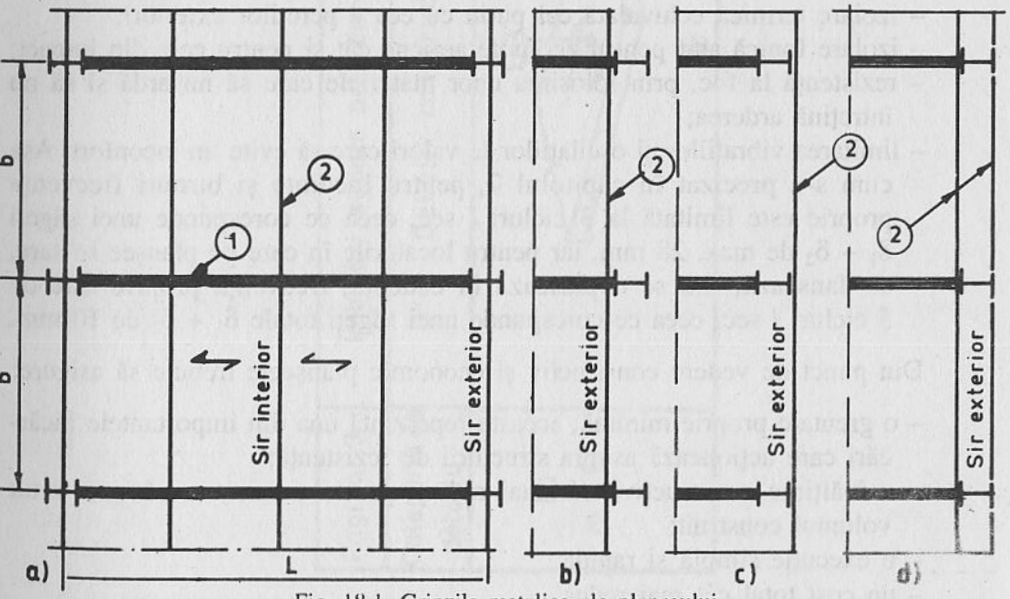
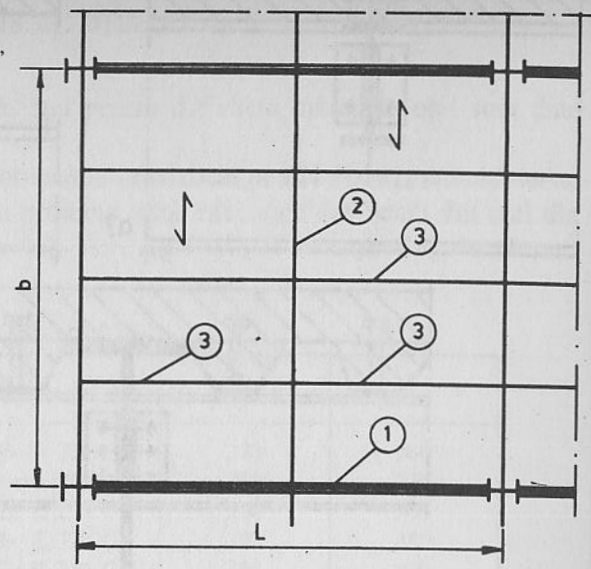


Fig. 18.1. Grinzile metalice ale planşeului

Fig. 18.2. Grinzile planşeului:
1 – riglele cadrului, 2 – grinzile principale, 3 – grinzile secundare



În plan orizontal grinzile planşeelor formează un sistem de grinzi longitudinale (fig. 18.1), care împreună cu placa planşeului, metalică sau din beton-armat, formează o şaibă cu o rigiditate foarte mare în plan orizontal la nivelul fiecărui etaj. Prinderea de stâlpi a grinzilor planşeului se poate face în ax (fig. 18.1 a) în spre interior de rigla cadrului (fig. 18.1 b) în spre exterior (fig. 18.1 c), sau din două elemente la cele două feţe ale stâlpului (fig. 18.1 d). Grinzile intermediare sunt rezemate pe riglele cadrelor transversale, ca grinzi simplu rezemate sau grinzi continui. Dacă distanţa dintre cadrele transversale este mare, comparativ egală cu deschiderea cadrului, pentru susţinerea planşeului în afară de grinzile principale notate cu 2 în figura 18.2, trebuie introdusă o a doua familie de grinzi ale planşeului, grinzile secundare notate cu 3 în figura 18.2, rezemate pe grinzile principale şi paralele cu riglele cadrelor transversale.

Ca nivel, grinzile principale ale planşeului pot fi aşezate pe riglele cadrelor transversale (fig. 18.3 b), la acelaşi nivel (fig. 18.3 a), sau sub nivelul superior al riglelor cadrului (fig. 18.3 c). Soluţia (18.3 b) are dezavantajul unei înălţimi mari a planşeului, în schimb, în spaţiul de sub placa din beton-armat pot fi amplasate diferite elemente ale instalaţiilor.

În cazul planşeelor metalice, tabla cutată care formează elementul de rezistenţă al planşeului este de obicei rezemată direct pe riglele cadrelor transversale. Tabla cutată împreună cu riglele cadrelor şi cu grinzile de margine, trebuie să formeze şaibe orizontale cu o rigiditate suficient de mare pentru a prelua forţele orizontale de la fiecare nivel şi a le transmite contravânturilor sau diafragmelor verticale.

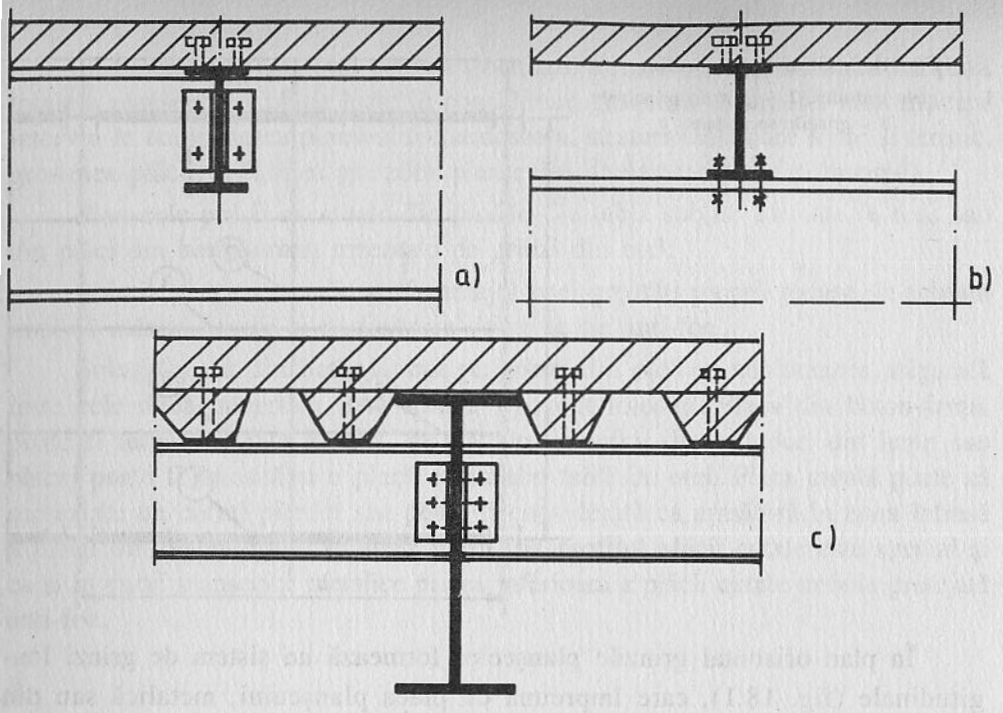


Fig. 18.3. Poziţia grinzilor principale faţă de riglele cadrului

18.3. MATERIALE

În EUROCODE 4 sunt făcute următoarele precizări privind proprietăţile materialelor care intră în compunerea unui element mixt oţel-beton [18.1].

Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru aceste materiale sunt date în tabelul 18.1.

Tabelul 18.1

Combinaţia de încărcări	Oţel γ_a sau γ_M	Beton γ_c	Armătură din oţel γ_s	Tablă cutată γ_{ap}
Fundamentale	1,0	1,50	1,15	1,10
Accidentale cu excepţia seism	1,00	1,30	1,00	1,00

Pentru conectori valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă γ_v sunt date în relaţiile (18.73) şi (18.74).

18.3.1. OŢELUL

Rezistenţele elementelor din oţel pentru diferitele mărci de oţel sunt date în EUROCODE 3.

În conformitate cu norma europeană provizorie pr EN 10147, tablele cutate galvanizate, utilizate în general în proiecte, sunt executate din benzi din oţel din următoarele mărci de oţel, cu limitele de curgere f_{yb} şi de rupere f_u, în N/mm^2 date în tabelul 18.2.

Tabelul 18.2

	Clasa de calitate	f_{yb}	f_u
Banda din oţel Carbon, zincată Clase de calitate	Fe E 220 G	220	300
	Fe E 250 G	250	330
	Fe E 280 G	280	360
	Fe E 320 G	320	390
	Fe E 350 G	350	420

18.3.2. BETONUL

Rezistenţele la compresiune f_{ck} şi la întindere f_{ct} ale betonului de greutate normală sunt date în tabelul 18.3 în funcţie de clasele de rezistenţă. Clasele de rezistenţă cu notaţia, de exemplu, C 20/25 reprezintă rezistenţa caracteristică f_{ck} la compresiune pe cilindru, în comparaţie cu rezistenţa pe cubul din beton.

Tabelul 18.3

Valori în N/mm^2

Clasa de rezistenţă	(12)	(16)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
f_{ctk} 0,05	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
τ_{Rd}	–	–	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,45	0,48

Valorile înscrise în cele două coloane (12) şi (16) dau informaţii privind proprietăţilor betoanelor de calităţi superioare înainte de 28 zile de la turnare.

Rezistenţa de bază la forfecare din tabelul 18.3 rezultă din:

$$\tau_{Rd} = 0{,}25 \cdot f_{ctk} - 0{,}05/\gamma_c$$

Pentru betoanele uşoare rezistenţa la întindere se obţine înmulţind valorile date în tabelul 18.3 cu $\eta = 0{,}39 + 0{,}70\ (\rho/2400)$.

Pentru deformaţiile finale ale contracţiei libere a betonului, sunt admise următoarele valori ε_{cs} în funcţie de mediu:

– pentru medii uscate (la exteriorul sau interiorul clădirii) cu excepţia elementelor structurale umplute cu beton:

$\varepsilon_{cs} = 325 \times 10^{-6}$ pentru betonul de masă volumică curentă,

$\varepsilon_{cs} = 500 \times 10^{-6}$ pentru betonul uşor,

– pentru alte medii şi pentru elementele umplute cu beton:

$\varepsilon_{cs} = 200 \times 10^{-6}$ pentru betonul de greutate normală,

$\varepsilon_{cs} = 300 \times 10^{-6}$ pentru betonul uşor.

În verificările la stările limită ultime, efectele contracţiei betonului pot fi neglijate cu excepţia elementelor structurale, care au secţiuni transversale încadrate în clasa 4.

În tabelul 18.4 sunt date valorile modulului secant de elasticitate E_{cm} în funcţie de clasele de calitate ale betonului.

Tabelul 18.4

Clasa de rezistenţă C sau f_{ck}	(12)	(16)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E_{cm} kN/mm^2	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Pentru betonul uşor, modulul secant de elasticitate se obţine înmulţind valorile din tabelul 18.4 cu $[\rho/2\ 400]^2$.

Pentru luarea în considerare a fluajului, în cazul clădirilor, este suficient ca în calcule aria de beton A_c să fie înlocuită cu o arie echivalentă de oţel A_c/n, unde n reprezintă coeficientul de echivalenţă nominal egal cu E_a/E'_c.

În cazul clădirilor destinate în special stocajului, E_c se va lua egal cu E_{cm} în cazul efectelor de scurtă durată şi $E'_c = E_{cm}/3$ în cazul efectelor de lungă durată. Pentru celelalte cazuri se va considera $E'_c = E_{cm}/2$.

Coeficientul de dilatare termică liniară α_T se precizează egal cu 10×10^{-6} pentru betonul normal şi 7×10^{-6} pentru betonul uşor.

18.4. PLĂCI CUTATE EXECUTATE DIN TABLĂ SUBŢIRE

Plăcile cutate se execută prin laminare la rece dintr-o bandă continuă de tablă subţire, care în prealabil a fost acoperită cu un strat de zinc de 18–22 μ grosime. Grosimea redusă a stratului de zinc permite îndoiri de-a lungul muchiilor

de frângere a profilului, cu raze interioare care nu depăşesc grosimea tablei. Lungimea produsului este de 10–20,0 m, iar lăţimea este în funcţie de lăţimea benzii din care se confecţionează tabla cutată şi de forma secţiunii transversale. Lăţimile obişnuite sunt între 650–1000 mm.

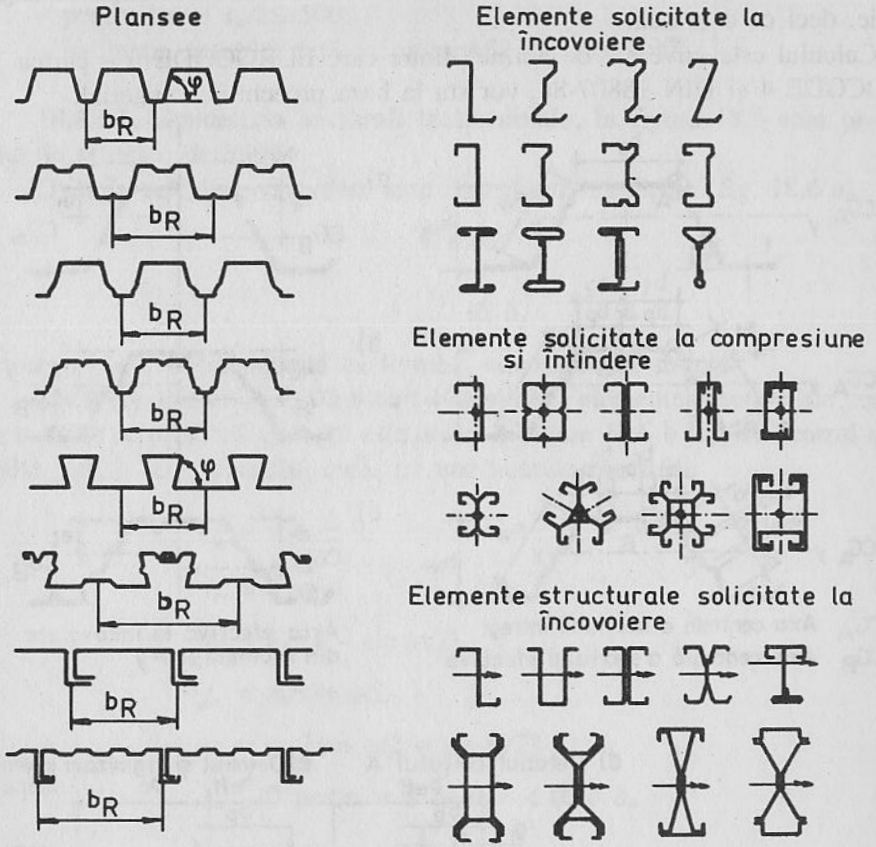
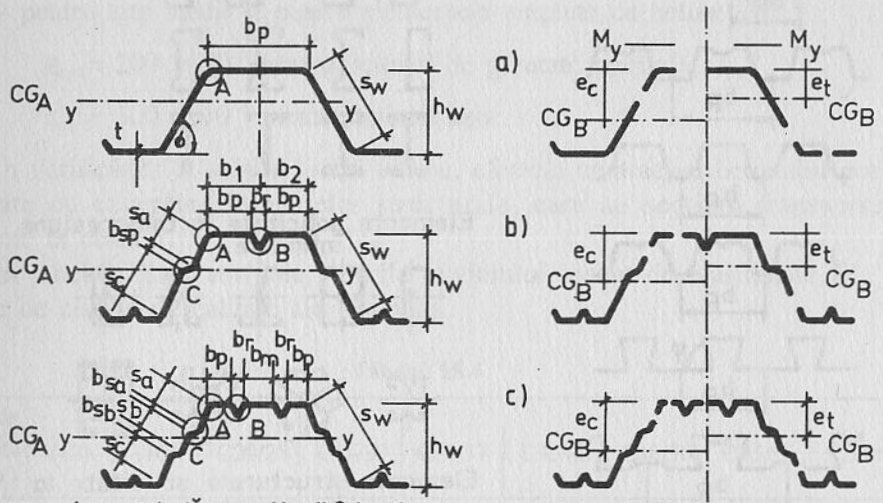


Fig. 18.4. Elemente cu pereţi subţiri; tipuri de secţiuni transversale

În figura 18.4 sunt arătate diferite tipuri de secţiuni transversale. Forma şi dimensiunile secţiunilor transversale: înălţimea secţiunii, grosimea de tablă, lăţimea cutelor superioare şi inferioare, rezultă dintr-un calcul de optimizare. O alcătuire economică presupune evitarea unei voalări premature a tălpii comprimate, sau a inimii şi a tălpii inferioare în regiunea reazemelor, în cazul executării plăcii ca grindă continuă. Pentru îmbunătăţirea condiţiilor de stabilitate se prevăd rigidizări intermediare a tălpii superioare comprimate, una sau două şi trepte de rigidizare pe înălţimea inimii, una sau două. O condiţie suplimentară privind forma secţiunii transversală este ca, plăcile să poată fi livrate în pachete [18.2], [18.3].

Denumirea calculul plăcii este de fapt impropriu, deoarece elementul executat dintr-o placă cutată, din încărcări verticale, lucrează după o singură direcție, deci ca o grindă.

Calculul este guvernat de norme, dintre care EUROCODE 3 – partea 1.3, EUROCODE 4 și DIN 18807-88, vor sta la baza prezentului material.



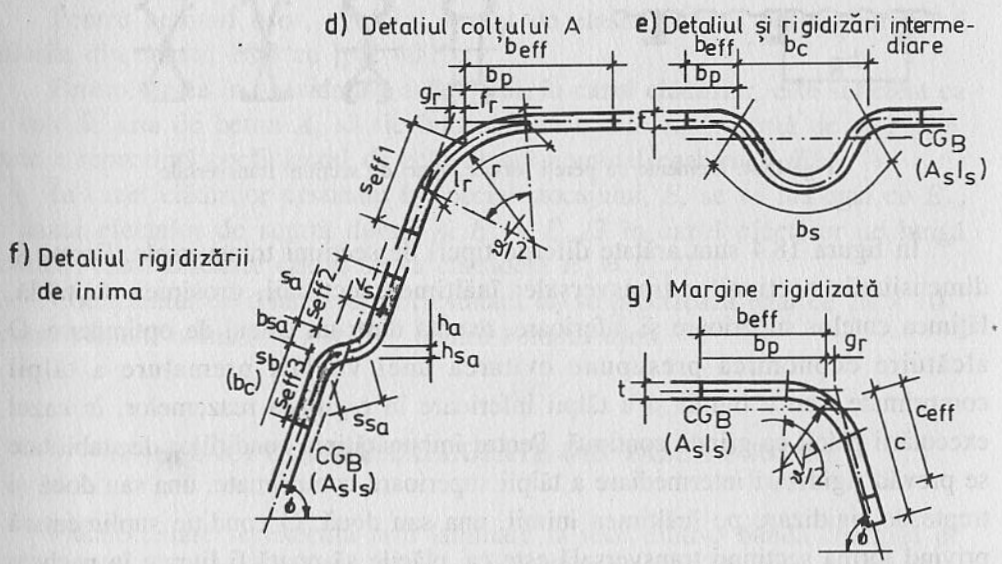


Fig. 18.5. Secțiuni de tablă cutată

Aplicarea acestor norme în calculele de rezistență, presupune respectarea următoarelor condiții:

– grosimea nominală minimă a tablei 0,6 mm;
– pentru talpa superioară $b/t \leq 500$;
– pentru inimi $s_w/t \leq 500$;
– înclinația pereților față de orizontală $45 < \phi \leq 90°$. (18.1)

18.4.1.1. Geometria secțiunii transversale. În figura 18.5 sunt precizate notațiile și unele definiții.

Dacă în colțul de racordare sunt îndeplinite condițiile (fig. 18.6 a).

$$r \leq 5t \tag{18.2}$$

și

$$r < 0{,}15\ b_p \tag{18.3}$$

secțiunea poate fi considerată ca formată din segmente drepte.

Dacă condițiile (18. 2) nu sunt îndeplinite, elementele active ale secțiunii transversale se măsoară așa cum este arătat în figura 18.6 b față de centrul arcului și alte puncte ale conturului curb, cu următoarele precizări:

$$r_m = r + \frac{t}{2} \tag{18.4}$$

$$l_c = r_m \cdot \varphi \tag{18.5}$$

$$z_c = r_m \cdot (1 - \sin \varphi/2) \tag{18.6}$$

$$f_r = r_m \cdot \sin \varphi/2 \tag{18.7}$$

$$g_r = r_m\ [\tan \varphi/2 - \sin \varphi/2] \tag{18.8}$$

$$g_r = 0 \text{ pentru } r \leq 5t \text{ și } r < 0{,}15\ b_p \tag{18.9}$$

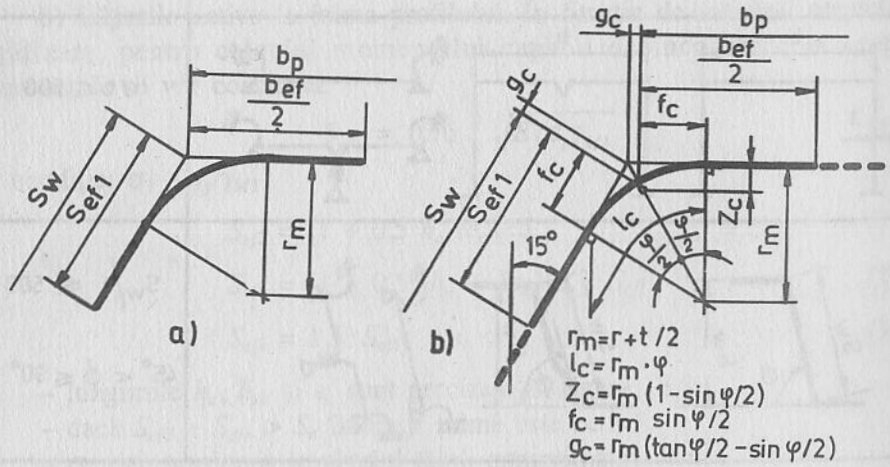


Fig. 18.6. Colțul de racordare talpă-inimă

După DIN 18807 dacă:

$$r_m < 0{,}04\ t \cdot E/f_y \qquad (18.10)$$

capacitatea de rezistenţă a secţiunii transversale trebuie determinarea experimental.

Pentru marginile libere şi rigidizate în (figura 18. 7) sunt precizate valorile raportului *b/t* şi limitele rapoartelor *c/b* şi *d/b*.

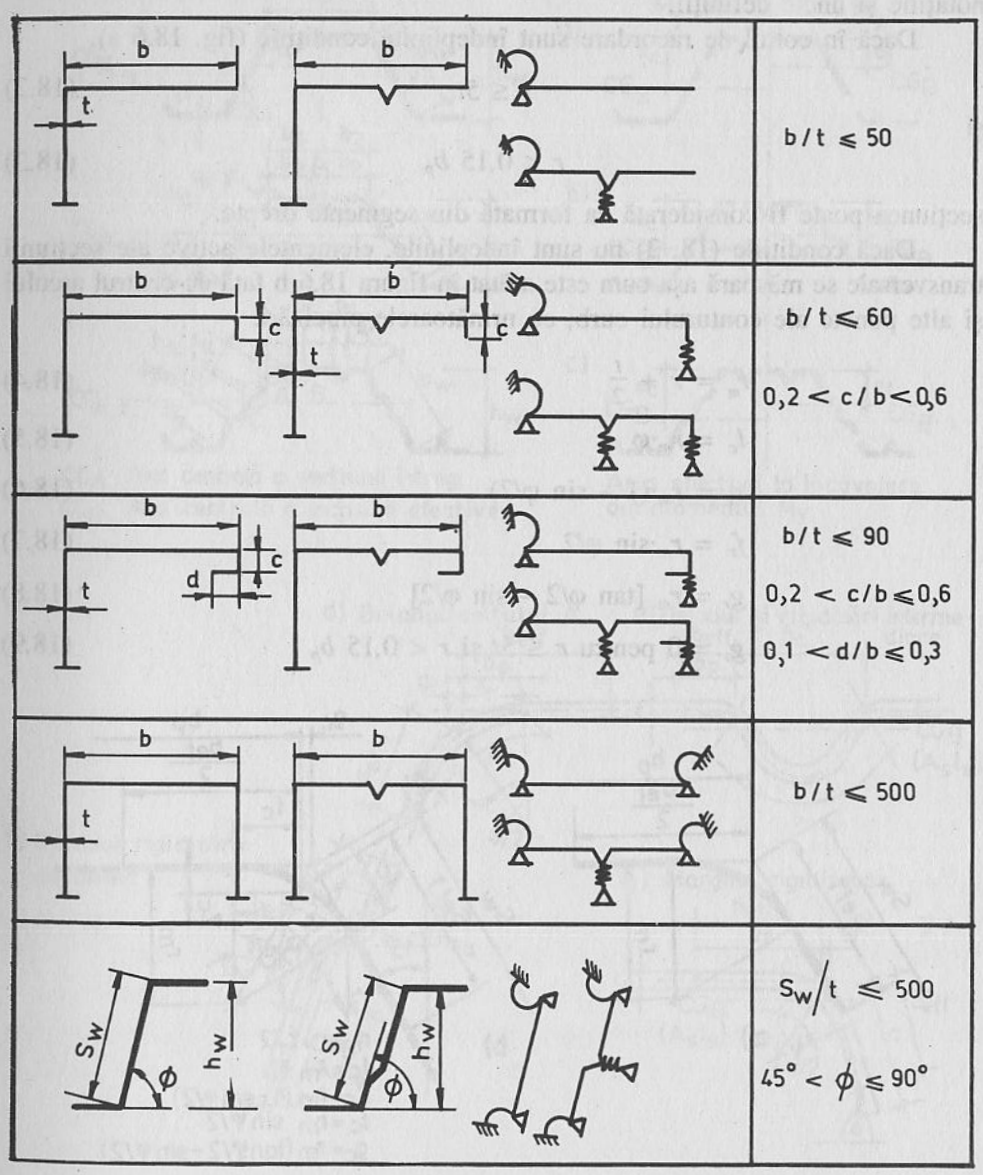


Fig. 18.7. Margine liberă şi margine rigidizată

18.4.1.2. Calculul lăţimilor active ale secţiunii transversale. a) Lăţimea activă a tălpii comprimate b_{ef} rezultă din următoarele condiţii:
dacă

$$\bar{\lambda}_{pb} \le 0{,}673 \rightarrow b_{ef} = \rho \cdot b = b, \qquad (18.11)$$

dacă

$$\bar{\lambda}_{pb} > 0{,}673 \rightarrow \rho = (1{,}0 - 0{,}22/\bar{\lambda}_{pd})/\bar{\lambda}_{pd} \qquad (18.12)$$

cu

$$\bar{\lambda}_{pd} = 1{,}052\ \frac{b_p}{t}\ \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{k_\sigma \cdot E}} \qquad (18.13)$$

în care:

σ_{com} – este tensiune maximă de compresiune în talpa comprimată, sporită cu coeficientul parţial de siguranţă $\gamma_{M1} = 1{,}1$; în cazurile normale valoarea rezistenţă de compresiune este:

$$\sigma_{com} = \sigma_1 \cdot \gamma_{M1} = f_y$$

k_σ – este factorul de voalare, care pentru $\psi = 1$ se va lua $k_\sigma = 4$.

În verificările în stadiu limită de serviciu cu $\sigma_1 < f_y/\gamma_{M1}$ în EC 3 –1,3, este prevăzută şi o a doua alternativă pentru determinarea factorului de reducere ρ pentru cazul $\bar{\lambda}_{pd} > 0{,}673$

$$\rho = (1 - 0{,}22/\bar{\lambda}_{pd})/\bar{\lambda}_{pd} + 0{,}18\ \frac{\bar{\lambda}_{pu} - \bar{\lambda}_{pd}}{\bar{\lambda}_{pu} - 0{,}6} \qquad (18.12\ a)$$

în care $\bar{\lambda}_{pu}$ se calculează din (18.13) cu $\sigma_{com} = f_y$

$$\bar{\lambda}_{pu} = 1{,}052\ \frac{b_p}{t}\ \sqrt{\frac{\sigma_y}{k_\sigma \cdot E}} \qquad (18.13\ a)$$

b_p este lăţimea totală a tălpii comprimate.

b) Lăţimile active la inima profilului. În funcţie de numărul treptelor de rigidizare, pentru calculul momentului capabil de încovoiere al secţiunii transversale se vor considera:

$$S_{ef1} = 0{,}76\ t\ \sqrt{E/\sigma_1 \gamma_{M1}} \qquad (18.14)$$

cu condiţia: $\sigma_1 \le f_y/\gamma_{M1}$

$$S_{ef2} = [1 + 0{,}5\ h_a\ /e_c] \cdot S_{ef1} \qquad (18.15)$$

$$S_{ef3} = [1 + 0{,}5\ (h_a + hs_a)/e_c] \cdot S_{ef1} \qquad (18.16)$$

$$S_{efn} = 1{,}5 \cdot S_{ef1} \qquad (18.17)$$

– lungimile h_a, h_{sa} şi e_c sunt precizate în figura 18.8;
– dacă $S_{ef1} + S_{efn} > S_n$ întreaga inimă este activă;
– σ_1 este tensiunea la nivelul tălpii comprimate;
– S_{efn} deasupra axei neutre a secţiunii porţiunea activă este egală cu 1,5 S_{ef1}.

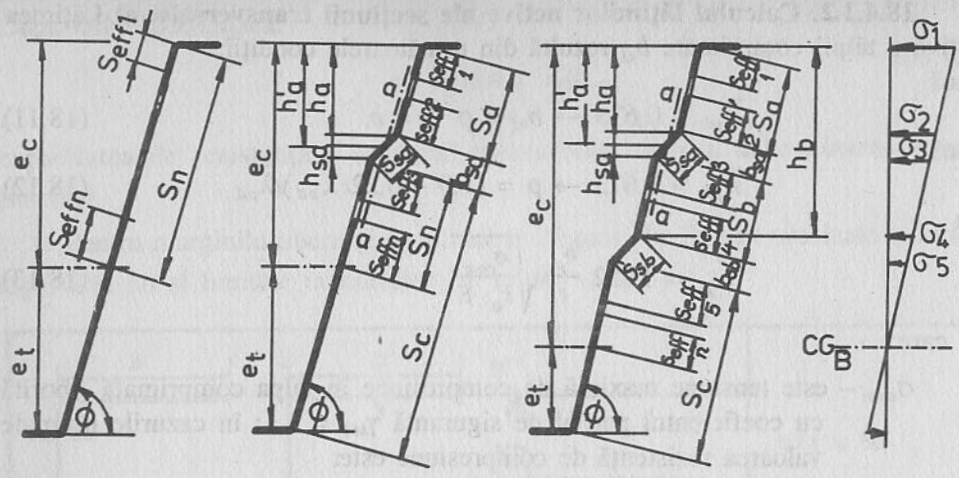


Fig. 18.8. Inima nerigidizată și rigidizată

c) Pentru elementele de rigidizare atât la talpa comprimată, cât și la inimă, sunt date relații pentru determinarea valorilor forțelor normale critice N_{rel} și N_{sel}. Cu aceste forțe se pot calcula tensiunile critice pentru cele două tipuri de rigidizări:

$$\sigma_{el} = N_{rel}/A_r \quad \text{și} \quad \sigma_{el} = N_{sel}/A_S \tag{18.18}$$

în care A_r și A_s sunt ariile celor două tipuri de rigidizări.

În funcție de valoarea raportului $\alpha = \sqrt{f_y/\sigma_{el}}$ în tabelul 18.5 sunt date valorile raportului cu care se determină o grosime redusă a tablei în regiunea rigidizării din relația (18.19)

$$t_{red} = t \cdot \sigma_{ed}/f_y \tag{18.19}$$

Tabelul 18.5

$\alpha =$	σ_{ed}/f_y
$\alpha \leq 0{,}65$	1,0
$0{,}65 < \alpha \leq 1{,}38$	$1{,}47 - 0{,}723\ \alpha$
$\alpha > 1{,}38$	$0{,}66/\alpha$

În figura 18.9 sunt exemplificate pentru două tipuri de secțiuni transversale, lățimile active și unele porțiuni cu grosimi reduse.

d) Voalarea inimii din reacțiuni sau forțe concentrate la profile în formă de trapez.

d1) Inimă nerigidizată.

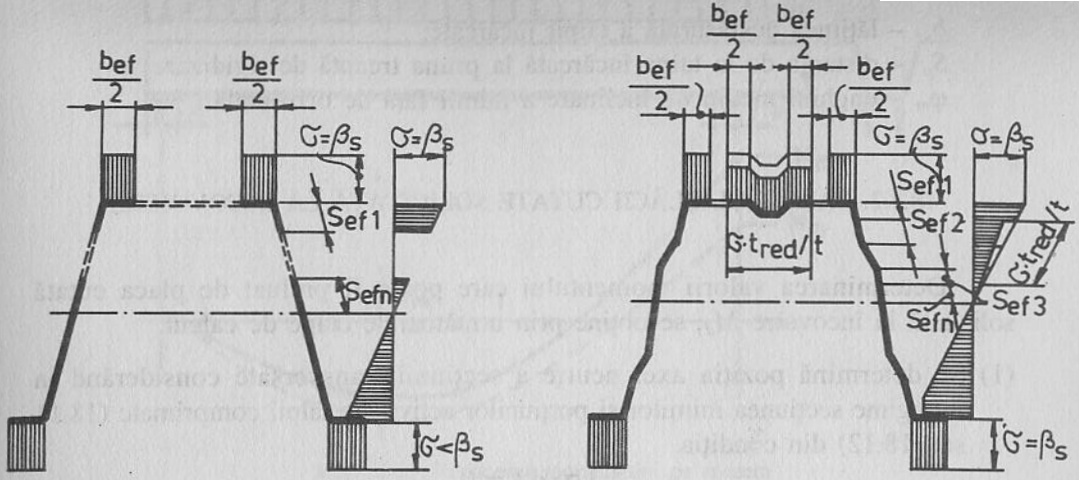


Fig. 18.9. Lăţimi active şi grosimi reduse

Valoarea reacţiunii R_{dB} care poate fi preluată de o inimă nerigidizată (cu momentul M = 0), ţinând seama de burdușirea inimii rezultă din relaţia:

$$R_{dB} = 0{,}15\ t^2\sqrt{E \cdot f_y}\ (1 - 0{,}1\sqrt{r/t})\ (0{,}5 + \sqrt{0{,}02\ b_B/t})\left[2{,}4 + \left(\frac{\varphi_M}{\varphi_0}\right)^2\right] \quad (18.20)$$

în care r este raza fibrei medii; b_B – lăţimea reazemului 10 mm < b_B ≤ 200 mm.

d2) Inima cu rigidizări (fig. 18.10).

Valoarea reacţiunii determinată cu relaţia (18.20) se înmulţeşte cu factorul x_1, care rezultă din relaţia

$$x_1 = 1{,}45 - 0{,}05 \max e/t \quad (18.21)$$

dar

$$x_1 \le 0{,}95 + 35\ 000\ t^2 \min e/(b_{ut}^2 \cdot S_p) \quad (18.22)$$

între limitele:

$$2 < \max e/t < 12$$

şi

$$0 < \min e/t < 12$$

max e şi min e fiind excentricităţile maxime şi minime în inimă;

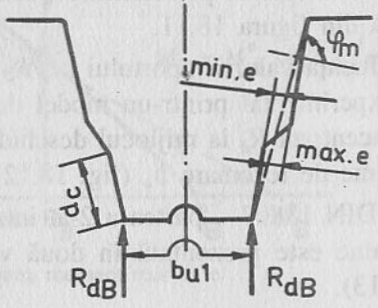


Fig. 18.10. Inima rigidizată

b_{ut} – lățimea desfășurată a tălpii încărcate;
S_p – distanța de la talpa încărcată la prima treaptă de rigidizare;
φ_m – unghiul mediu de înclinare a inimii față de orizontală.

18.4.2. CALCULUL PLĂCII CUTATE SOLICITATĂ LA ÎNCOVOIERE

Determinarea valorii momentului care poate fi preluat de placa cutată solicitată la încovoire M_d, se obține prin următoarele etape de calcul:

(1) Se determină poziția axei neutre a secțiunii transversale considerând în întregime secțiunea inimilor și porțiunilor active ale tălpii comprimate (18.11 sau 18.12) din condiția

$$\int \sigma \cdot dA = 0.$$

(2) Se determină lățimile active ale treptelor de rigidizare ale inimii (18.14 – 18.17) cu menținerea poziției axei neutre determinată la (1).

(3) Se reduc, dacă este cazul, grosimile de tablă datorită rigidizărilor (18.19)

(4) Se determină poziția definitivă a axei neutre luând în considerare toate reducerile, din condiția

$$\int \sigma \cdot dA = 0. \qquad (18.23)$$

(5) Se determină valoarea momentului de încovoiere, care poate fi preluat în câmp de placa cutată, în absența forței tăietoare, din relația

$$M_d = \int \sigma \cdot z \cdot dA. \qquad (18.24)$$

(6) În cazul acțiunii simultane a încovoierii și forței tăietoare (din forțe concentrate sau reacțiuni), valoarea momentului de încovoiere M_B, care poate fi preluat de placa cutată rezultă din relația:

$$M_B = M_d^0 - \left(\frac{R_B}{C}\right)^2. \qquad (18.25)$$

Din cauza apariției deformațiilor plastice și a burdușirii tălpii și inimii în regiunea reazemului intermediar la o placă cutată executată ca grindă continuă, valoarea momentului pe reazem M_d scade la valoarea M_B așa cum este arătat în diagrama din figura 18.11.

Influența valorii raportului M_d/R_d asupra fenomenului de instabilitate, este prinsă experimental printr-un model de grindă simplu rezemată, încărcată cu o forță concentrată R_d la mijlocul deschiderii, placa cu diferite grosimii de tablă și cu o lățime de rezemare b_a (fig. 18.12).

În DIN 18807 – partea a 2-a, interacțiunea dintre momentul de încovoiere și reacțiune este prezentată în două variante: liniară $\varepsilon = 1$ și pătratică $\varepsilon = 2$ (fig. 18.13).

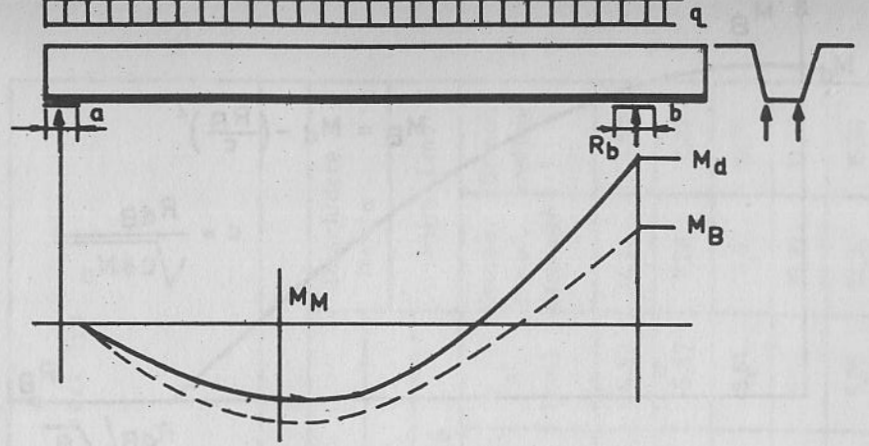


Fig. 18.11. Reducerea momentului pe reazem

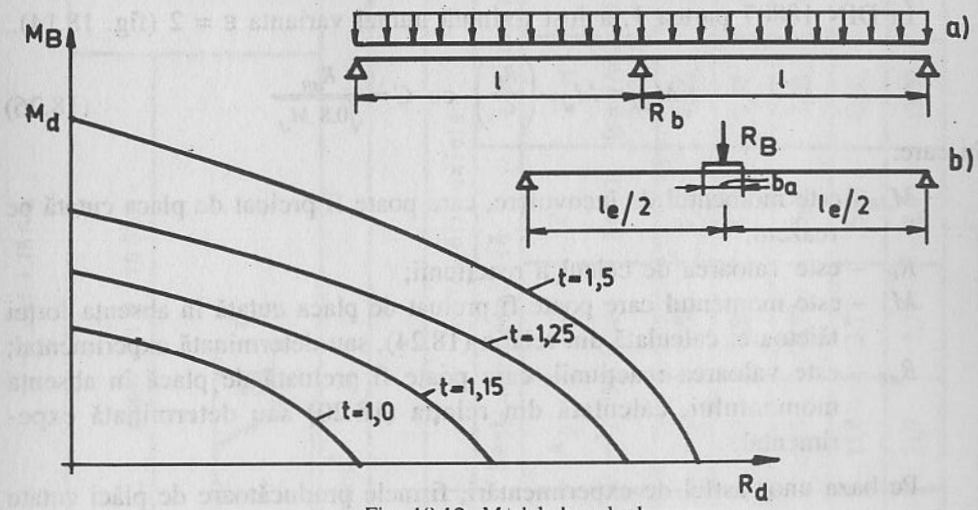


Fig. 18.12. Model de calcul

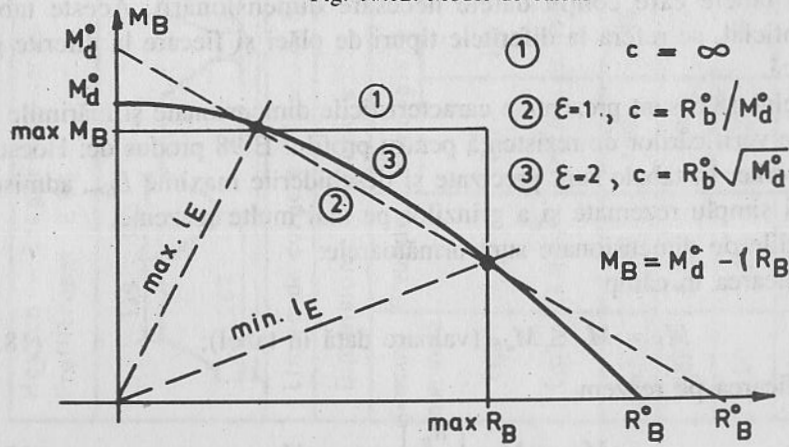


Fig. 18.13. Interacțiunea moment-reacțiune

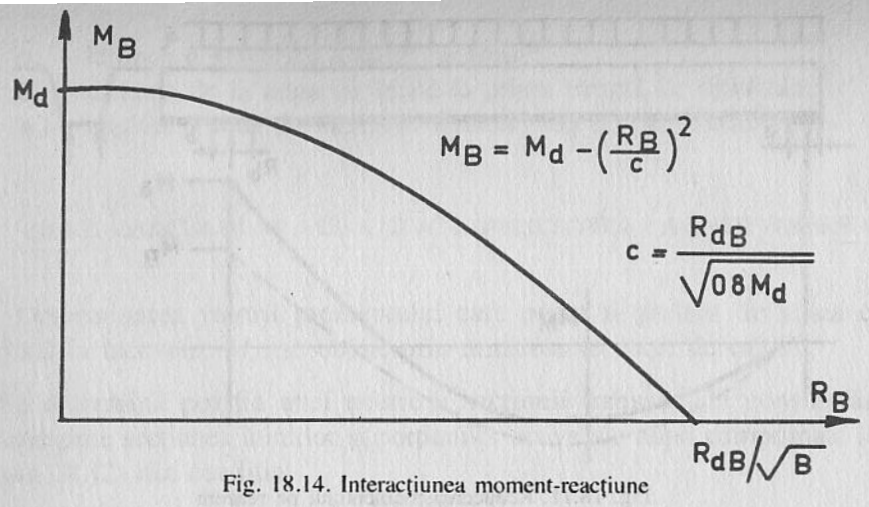


Fig. 18.14. Interacţiunea moment-reacţiune

În DIN 18807 partea 1, a fost reţinută numai varianta ε = 2 (fig. 18.14).

$$M_{dB} = M_d - \left(\frac{R_b}{C}\right)^2 \text{ cu } C = \frac{R_{dB}}{\sqrt{0{,}8\ M_d}} \qquad (18.26)$$

în care:

M_{dB} – este momentul de încovoiere, care poate fi preluat de placa cutată pe reazem;

R_B – este valoarea de calcul a reacţiunii;

M_d – este momentul care poate fi preluat de placa cutată în absenţa forţei tăietoare: calculată din relaţia (18.24), sau determinată experimental;

R_{dB} – este valoarea reacţiunii, care poate fi preluată de placă în absenţa momentului, calculată din relaţia (18.20) sau determinată experimental.

Pe baza unor astfel de experimentări, firmele producătoare de plăci cutate au întocmit tabele care conţin datele necesare dimensionării. Aceste tabele, omologate oficial, se referă la diferitele tipuri de plăci şi fiecare la diferite grosimi de placă.

În tabelul 18.6 sunt prezentate caracteristicile dimensionale şi mărimile statice necesare verificărilor de rezistenţă pentru profilul E 98 produs de: Hoesch – Siegerlandwerke. În tabele sunt precizate şi deschiderile maxime L_{lim}, admise în cazul grinzii simplu rezemate şi a grinzilor pe mai multe reazeme.

Condiţiile de dimensionare sunt următoarele:

– verificarea în câmp

$$M_F = M_1 \leq M_{dF} \text{ (valoare dată în tabel);} \qquad (18.27)$$

– verificarea pe reazem

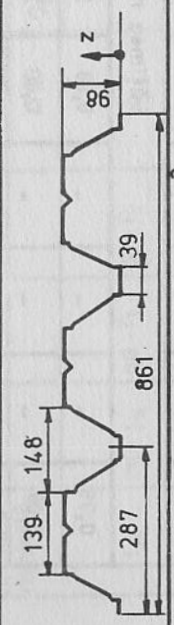
$$M_{1ad} = M_0 - \left(\frac{R_B}{C}\right)^2 < \max M_1 \qquad (18.28)$$

Tabelul 18.6 a

Hoesch – Siegerlandwerke
Profiltrapez E 98

după DIN 18807

Proiect typ



Limita de curgere $f_y = 320\ N/mm^2$

Dimensiuni secţionale												Deschidere limită	
		Greutate	Încovoiere		Solicitări axiale							L_{lim} [m]	
					Secţiune neredusă			Secţiune redusă					
Grosime nominală	t_N	g	I^+_{ef}	I^-_{ef}	A_g	i_g	Z_g	A_{ef}	i_{ef}	Z_{ef}		Grindă simplu rezemată	Grindă continuă
[m]		[kN/m²]	[cm⁴/m]	[cm⁴/m]	[cm²/m]	[cm]	[cm]	[cm²/m]	[cm]	[cm]			
0,75		0,087	140	136	10,3	3,77	5,93	4,60	4,03	5,53		4,64	5,80
0,88		0,102	167	160	12,2	3,77	5,93	5,97	4,02	5,57		7,06	8,83
1,00		0,114	192	183	13,9	3,77	5,93	7,35	4,01	5,61		8,07	10,20
1,25		0,145	239	234	17,6	3,77	5,93	10,50	3,98	5,69		10,20	12,70
1,50		0,174	286	284	21,7	3,77	5,93	13,70	3,94	5,85		12,30	15,30

Tabelul 18.6 b

Solicitări admisibile — valori maxime — încărcare uniform repartizată										
Grosime nominală t_N [mm]	Moment în câmp M_{dF} [kNm/m]	Reacţiuni: Stadiul limită ultim R_{AT} [kN]	Reacţiuni: Stadiul limită exploat. normală R_{AG} [kN]	Momentul admisibil pe reazem: max. $M_B \geq M_d^\circ - (R_B/C)^1$ M_d° [kNm/m]	C	Moment maxim pe reazem M_B [kNm/m]	Reacţiunea maximă R_B [kN]	$M_R = 0$ pentru $L \leq L_{min}$; $M_R = \frac{L - L_{min}}{L_{max} - L_{min}} + \max M_R$; $M_R = \max M_R$ $L > L_{max}$: L_{min} [m]	L_{max} [m]	$\max M_R$ [kNm]
b_A = 40 mm Lăţimea reazemului intermediar b_B = 60 mm										
0,75	6,57	10,5	10,5	8,25	3,10	6,21	18,0	3,37	4,33	2,82
0,88	9,25	14,6	14,6	10,30	3,97	8,13	24,8	3,35	4,31	3,99
1,00	11,70	18,4	18,4	12,20	4,52	9,90	31,1	3,34	4,30	5,07
1,25	16,70	29,5	29,5	17,00	5,87	14,40	50,8	3,02	4,01	7,91
1,50	21,60	40,6	40,6	21,70	6,63	18,80	70,5	2,88	3,88	10,70
Lăţimea reazemului intermediar $b_B \geq$ 160 mm										
0,75	–	–	–	9,40	3,53	7,35	23,2	3,01	4,00	3,13
0,88	–	–	–	12,60	3,59	9,62	38,2	3,30	4,26	4,05
1,00	–	–	–	14,90	3,85	11,70	40,5	3,47	4,42	4,90
1,25	–	–	–	18,50	6,42	15,70	59,1	2,86	3,86	8,32
1,50	–	–	–	22,20	8,15	19,70	77,6	2,61	3,63	11,70

Tabelul 18.6 c.

Placa cutată în planul ei									
Grosime nominală t_N [mm]	min L_s [m]	ad · T_1 [kN/m]	ad · T_2 [kN/m]	ad · $T_3 = G_s/750$ [kN/m]: L_a [m]	$G_s = 10^4/(k_1 - k_2/L_s)$: k_1 [m/kN]	k_2 [m²/kN]	k_3 [-]	ad · F_t Lăţime aplicare „a": ⩾ 130 mm [kN]	⩾ 200 mm [kN]
Prinderea tablei cutate soluţia normală (fig. 18.15 a)									
0,75	3,8	1,70	2,03	4,1	0,224	31,00	0,41	9,0	12,0
0,88	3,5	2,19	3,09	3,5	0,207	20,40	0,45	10,7	14,2
1,00	3,3	2,68	4,31	3,0	0,181	14,60	0,48	12,2	16,2
1,25	2,8	3,79	7,69	2,4	0,143	8,18	0,54	15,4	20,4
1,50	2,7	5,03	12,3	2,0	0,119	5,11	0,59	18,5	24,8
Prinderea tablei cutate soluţia specială (fig. 18.15 a.b.c. si d)									
0,75	4,0	3,62	1,95	3,7	0,244	24,40	0,59	9,0	12,0
0,88	3,7	4,66	2,96	3,7	0,207	16,00	0,59	10,7	14,2
1,00	3,4	5,69	4,14	3,8	0,181	11,50	0,59	12,2	16,2
1,25	3,0	8,05	7,38	3,9	0,143	6,40	0,59	15,4	20,4
1,50	2,8	10,70	11,80	3,6	0,119	4,00	0,59	18,5	24,8

valorile M_0, M_{Imax} și C sunt date în tabel pentru $\varepsilon = 1$ și pentru două lățimi de rezemare $b_B = 60$ mm și $b_B \geq 160$ mm. Pentru o lățime intermediară $60 < b_B < 160$ se interpolează liniar

$$S_z = S_{60} + (S_{160} - S_{60}) \frac{160 - b_B}{160 - 60} \tag{18.29}$$

în care:

S_{60} și S_{160} sunt valorile din tabelul 18.6 pentru M_0, C, max M_B și max R_B;
S_z este valoarea obținută prin interpolare;

– verificarea reacțiunii pe primul reazem

$$R_A \leq R_{AT} \text{ (valoare dată în tabel);} \tag{18.30}$$

– verificarea reacțiunii pe reazemul intermediar

$$R_B \leq \max R_B. \tag{18.31}$$

Dacă una dintre relațiile (18.28) și (18.31) nu este satisfăcută pentru unul din reazemele intermediare ale grinzii continue, se determină un rest de moment M_R, care se distribuie reacțiunii primului reazem R_A și momentelor din câmp M_F din prima deschidere și din deschiderea intermediară.

În panoul final

$$R_A = \frac{ql}{2} - \frac{M_R}{l} \tag{18.32}$$

$$M_F = \frac{R_A^2}{2q} \tag{18.33}$$

în panoul intermediar

$$M_F = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_{R1} + M_{R2}}{2}. \tag{18.34}$$

Valorile restului de moment M_{Rr} se stabilesc astfel

– pentru $L \leq \min L \rightarrow M_{Rr} = 0$

– pentru $\min L < L \leq \max. L$ $\quad M_{RL} = \max M_R \dfrac{L - \min L}{\max L - \min L}$

– pentru $L \geq \max L$ $\quad M_R = \max M_R$

Valorile max M_R, min L și max L sunt date în tabele.

18.4.3. VERIFICAREA RIGIDITĂȚII

Verificarea rigidității se efectuează în domeniul elastic și stadiul limită al exploatării normale.

Condiția de verificare este:

$$f_{max} = \delta_{ad} = \frac{L}{D}. \tag{18.35}$$

Pentru determinarea săgeții se va lua momentul de inerție I_{ef}. Pentru plăcile umplute cu beton și deschideri ≥ 3,0 m se va considera $D = 300$, pentru celelalte cazuri $D = 500$.

18.4.4. CALCULUL PLĂCII CUTATE SOLICITATĂ LA ÎNCOVOIERE ȘI FORFECARE

Dacă burdușirea inimii în regiunea reazemelor nu intervine în locul formulei de interacțiune (18.28), verificarea în cazul încovoierii cu forfecare se va face cu relația:

$$\frac{M}{M_d} + \frac{V}{V_d} \leq 1{,}3 \tag{18.36}$$

cu următoarele limite de valabilitate pentru

$$\frac{V}{V_d} \leq 0{,}3 \quad \text{se va lua} \quad \frac{M}{M_d} = 1$$

pentru

$$0{,}3 < \frac{V}{V_d} < 1 \text{ se va lua } \frac{M}{M_d} + \frac{V}{V_d} \leq 1{,}3$$

în care:

M – este momentul de încovoiere din încărcarea de calcul;
V – este forța tăietoare din încărcarea de calcul;
M_d – este momentul de încovoiere care poate fi preluat de placa cutată în absența forței tăietoare, relația (18.24);
V_d – este forța tăietoare care poate fi preluată de placa cutată și care este egală cu:

$$V_d = \tau_d S_w t \sin \varphi \tag{18.37}$$

τ_d – este tensiunea longitudinală limită care rezultă din tabelul 18.7.

Tabelul 18.7

	τ_d/f_y pentru inimă nerigidizată pe reazem	τ_d/f_y pentru inimă rigidizată pe reazem
$\lambda_w \leq 2{,}1$	0,67	0,67
$2{,}1 < \lambda_w < 4{,}0$	$1{,}4/\lambda_w$	$1{,}4/\lambda_w$
$\lambda_w > 4{,}0$	$5{,}8/\lambda_w^2$	$1{,}4/\lambda_w$

unde:

$$\lambda_w = \frac{S_w}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

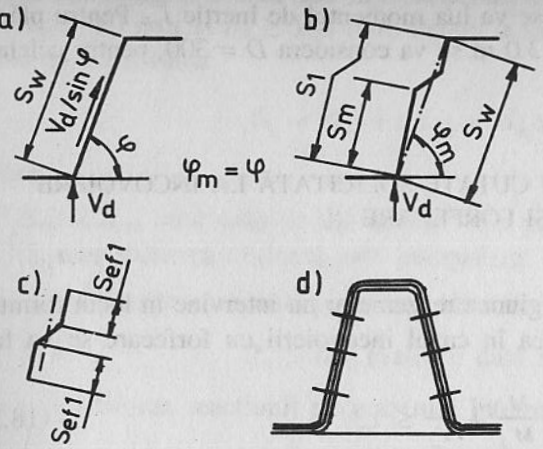


Fig. 18.15. Stabilitatea pe reazem a tablei cutate

pentru inimi fără trepte de rigidizare (fig. 18.13 a);

$$\lambda_w = \frac{S_1}{t}\,\frac{2{,}31}{\sqrt{k_t}}\,\sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

pentru inimi cu o treaptă de rigidizare (fig. 18.13 b), dar nu mai puțin decât

$$\lambda_w = \frac{S_m}{t}\,\sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

în care:

S_m – este lățimea maximă a secțiunii drepte (fig. 18.15 b)

$$k_t = 5{,}34 + \frac{2{,}10}{t}\sqrt[3]{\frac{I_s}{S_1}}$$

I_s – este momentul de inerție al treptei de rigidizare incluzând și fâșiile adiacente ale plăcii cu lungimile S_{f1} (fig. 18.15 c);

S_1 – este lungimea desfășurată a inimii (fig. 18.15 b).

În figura 18.15 b este prezentat modelul de rigidizare pe reazem cu o placă adițională.

18.4.5. CALCULUL PLĂCII CUTATE SOLICITATĂ LA ÎNCOVOIERE ȘI EFORT AXIAL

În cazul solicitării cu efort axial N și moment de încovoiere M, verificarea se face cu următoarele relații:

N – forța axială de întindere ($N_z > 0$) din încărcarea de calcul;

$$\frac{N_z}{N_{dz}} + \frac{M}{M_{dB}} \le 1{,}0 \qquad (18.38)$$

N – forța axială de compresiune ($N_D > 0$) din încărcarea de calcul.

$$\frac{N_D}{N_{dD}}\left[1 + 0{,}5\left(1 - \frac{N_D}{N_{dD}}\right)\right] + \frac{M}{M_{dB}} \le 1 \qquad (18.39)$$

în care:

M – este momentul de încovoiere din încărcarea de calcul;

M_{dB} – este momentul de încovoiere care poate fi preluat de placă cu luarea în considerare a reacțiunii R_B (relația 18.26);

$N_{dz} = A_g \cdot f_y$ (unde A_g este aria neredusă a secțiunii transversale a plăcii)

N_{dD} – este valoarea cea mai mică dintre:

$$N_{dD} = 0{,}8\ \sigma_{elg} \cdot A_g \qquad (18.40)$$

$$N_{dD} = \sigma_{cd} \cdot A_{ef} \qquad (18.41)$$

în care:

σ_{cd} – tensiunea critică din tabelul 18.8 în funcție de coeficientul α

$$\sigma_{elg} = \pi^2\, E/(S_k/i_g)^2$$

unde

i_g – raza de girație a secțiunii nereduse

i_{ef} – raza de girație a secțiunii reduse

S_k – lungimea de flambaj

$$\alpha = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{el}}} = \frac{S_k}{i_{ef}\,\pi}\,\sqrt{\frac{f_y}{E}}\,.$$

Tabelul 18.8

α	σ_{cd}/f_y
$\alpha \le 0{,}30$	1,00
$0{,}30 < \alpha \le 1{,}85$	$1{,}126 - 0{,}41\ \alpha$
$\alpha > 1{,}85$	$1{,}2/\alpha^2$

18.5. PLĂCI CUTATE SOLICITATE LA FORȚE CARE ACȚIONEAZĂ ÎN PLANUL PLĂCII

Un panou din tablă cutată pentru a prelua forțe care acționează în planul plăcii, trebuie rezemat pe cele patru laturi pe contur pe grinzi care formează un cadru închis (fig. 18.16).

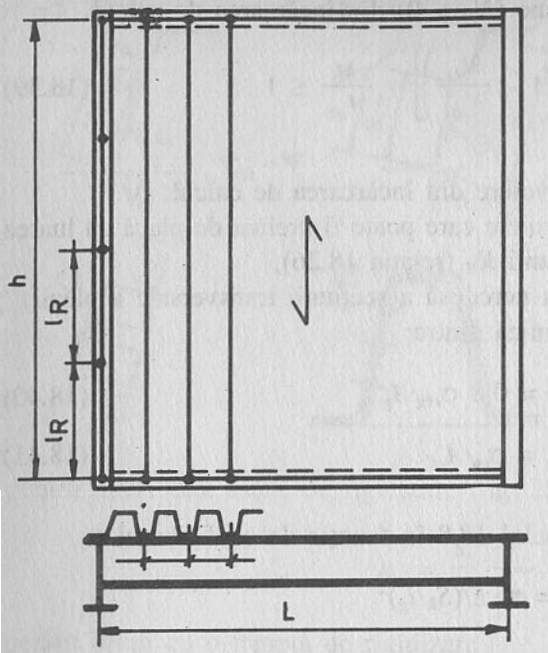


Fig. 18.16. Panou din tabla cutată

Pe grinzile de margine placa cutată trebuie să fie fixată cu șuruburi mecanice, șuruburi autofiletante, bolțuri împușcate sistem HILTI, nituri sau puncte de sudură.

Prinderile trebuie să respecte următoarele indicații:

- pe grinzile de margine, perpendiculare pe direcția cutelor, prinderea se va executa în fiecare cută (fig. 18.17 a). Soluții speciale de prindere sunt cele arătate în (figura 18.17 b, c și d), la care prinderea se execută cu două elemente de prindere în fiecare cută sau prin intermediul unei plăcuțe de formă pătrată sau circulară. Prinderile speciale fixează mai bine talpa inferioară a plăcii pe grinda de margine și reduce deformațiile cutelor din acțiunea forței din planul plăcii.

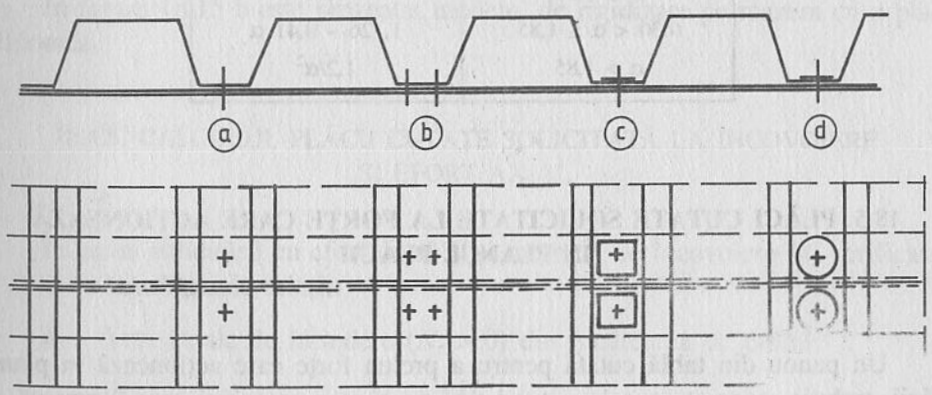


Fig. 18.17. Sisteme de prindere a tablei cutate

- Pe grinzile de margine în lungul cutelor, prinderile se vor executa la distanța e_R din condiția:

$$50 \text{ mm} < e_R \leq 333 \text{ mm} \tag{18.42}$$

- Îmbinările dintre table în sens longitudinal, prinderile se vor executa la distanța e_L din condiția:

$$50 \text{ mm} < e_L \leq 666 \text{ mm} \tag{18.43}$$

- Pe lungimea panoului tablele nu sunt îmbinate.

18.5.1. CALCULUL PLĂCII

Calculul plăcii cutate, la o forță care acționează în planul plăcii, se conduce considerând panoul ca o grindă cu zăbrele cu împărțire foarte densă (fig. 18.18). Grinzile de margine, perpendiculare pe direcția încărcării, sunt tălpile grinzii cu zăbrele (grinzile 1 și 2), grinzile de margine, paralele cu direcția încărcării, sunt grinzi de rezeam (grinzile A și B), iar cutele plăcii sunt diagonalele grinzii cu zăbrele.

În fiecare nod de prindere al diagonalelor în tălpile grinzii se transmite o forță ΔN egală cu diferența dintre eforturile din cele două tălpi prinse în nodul respectiv

$$\Delta N = \frac{1}{h}(M_{m+1} - M_m) = \frac{T \cdot a}{h} \tag{18.44}$$

cu $M_{m+1} = M_m + T \cdot a$

Pe fiecare cută, care așa cum s-a spus reprezintă diagonalele sistemului cu zăbrele, vor acționa în secțiunile de prindere ale plăcii de grinzile de margine 1 și 2 cuplul de forțe ΔN echilibrate, așa cum rezultă din relația (18.44) de cuplul de forțe T (fig. 18.19).

Echilibrarea acestor două cupluri se realizează prin fețele cutelor, care se comportă ca o pânză cutată, fiecare față componenta fiind încărcată pe muchiile

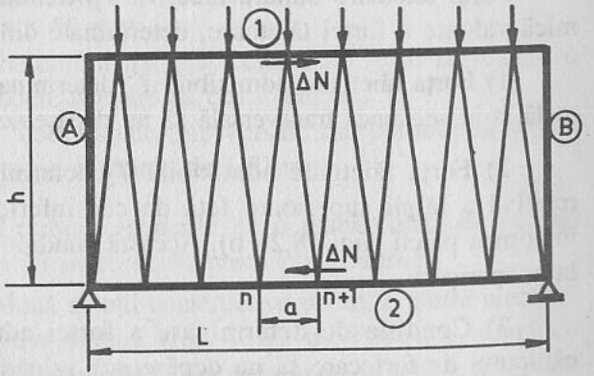
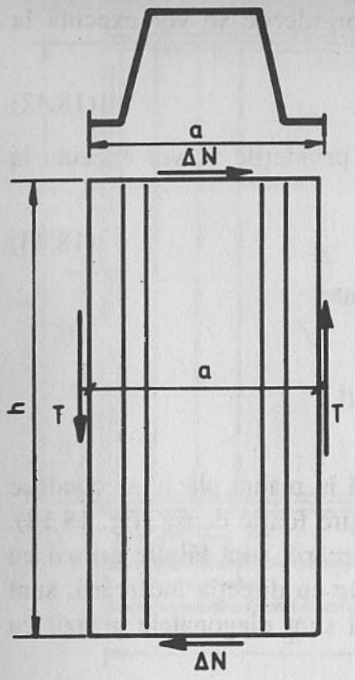


Fig. 18.18. Placă cutată încărcată în planul ei

Fig. 18.19. Cuplu de forte



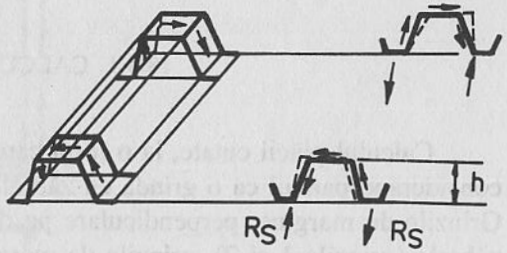


Fig. 18.20. Deformațiile tablei cutate

ei cu forțe care rezultă din condiția de echilibru și de continuitate. Așa cum rezultă evident din figura 18.20 o fâșie din frontul 1 are tendința să se deplaseze spre dreapta, inima din stânga să se ridice și inima din dreapta să apese pe grinda de margine, situație inversă pentru o fâșie din frontul 2. Vor rezulta așa dar deformații ale cutelor, în plan transversal, așa cum este indicat în figură prin linii întrerupte.

Verificarea plăcii cutate la o încărcare care acționează în planul plăcii cutate, se face pentru o forță de forfecare efectivă, raportată la o lungime de placă de un metru cu relația (18.45).

$$T_{ef} = \Delta N \frac{1{,}0}{a} = \frac{T\max}{h}. \qquad (18.45)$$

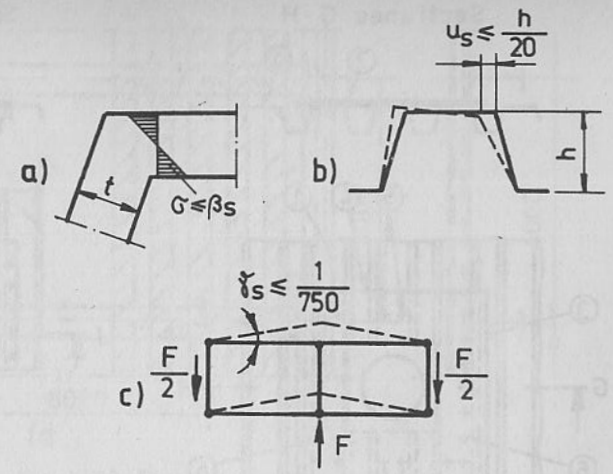
Forța tăietoare unitară efectivă T_{ef} trebuie să fie mai mică decât cea mai mică valoare a forței tăietoare, determinate din următoarele trei condiții:

1) Forța tăietoare admisibilă T_1 determinată din condiția ca tensiunea normală σ în secțiunea transversală să nu depășească limita de curgere (fig. 18.21 a).

2) Forța tăietoare admisibilă T_2 determinată din condiția ca deplasarea relativă a tălpii superioare față de cea inferioară, să nu depășească 1/20 din înălțimea plăcii (fig. 18.21 b). Această condiție nu se referă la planșee ci numai la acoperișuri.

3) Condiția de determinare a forței admisibile T_3, este ca deformația câmpului de forfecare să nu depășească valoarea $\gamma = 1/750$ (fig. 18.21 c).

Fig. 18.21. Valoarea forței tăietoare



Valoarea forței tăietoare T_3 rezultă din relația:

$$T_3 = 10^4 \, (k_1 + k_2 / L_s) \text{ în [kN/m]}. \qquad (18.46)$$

Valorile forțelor admisibile T_1 și T_2 și a termenilor k_1 și k_2 sunt determinate experimental pe modele la scara 1:1 și sunt date în fișe ale firmelor producătoare. (Exemplu, tabelul 18.6). Lungimea L_s reprezintă lungimea panoului de forfecare, care trebuie să fie mai mare decât L_{smin}, valoare dată de asemenea în fișe.

Dacă prinderea panoului de placă pe grinzile de margine este rezolvată așa cum este arătat în figura 18.17 și dacă este asigurată o repartizare transversală a încărcării, nu mai este necesară o verificare a plăcii cutate la încărcări care acționează în planul plăcii.

Pentru asigurarea repartizării transversale a încărcării, trebuie satisfăcute următoarele condiții:

- fața superioară a plăcii trebuie să aibă numai stratul de zinc fără alte straturi de protecție
- cutele plăcii trebuie umplute cu beton cu o rezistență minimă corespunzătoare clasei de calitate C 20/25;
- stratul de beton de deasupra tălpii superioare a plăcii cutate trebuie să aibă o grosime de cel puțin 50 mm;
- pentru evitarea fisurării betonului datorită contracției, este suficientă o armare a betonului în ambele sensuri cu cca 2 cm^2/m;
- pentru asigurarea montării unor canale transversale sub pardoseală stratul de beton poate fi întrerupt pe o lățime de 600 mm.

Unele găuri în placa cutată trebuie acoperite cu o placă cutată de același tip, dar cu o grosime de 1,5 ori mai mare decât placa planșeului.

În figura 18.22 sunt arătate două soluții constructive pentru o gaură circulară (figura 18.22 a) și o gaură dreptunghiulară (fig. 18.22 b). Pentru o gaură cu dimensiunile 300 × 300 mm, placa la acoperire are dimensiunile 600 × 600 mm.

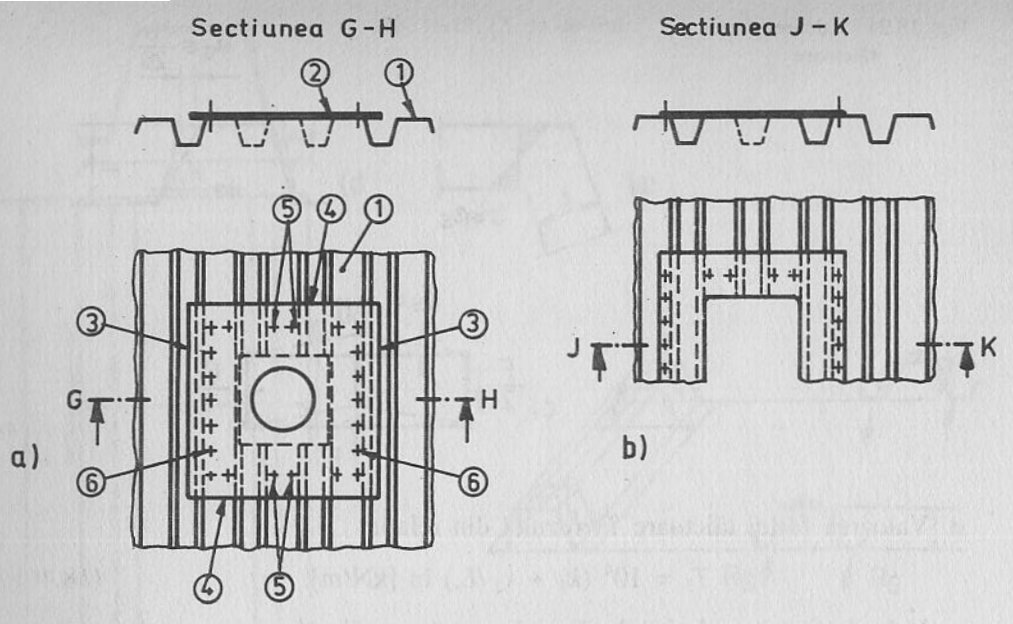


Fig. 18.22. Rigidizări în jurul unor găuri

Exemplu numeric 18.1

Să se dimensioneze placa metalică rezemată pe riglele cadrului transversal executată ca grindă continuă. Deschiderile egale cu distanţele dintre cadrele transversale sunt de 4,0 m (fig. 18.23).

a) *Încărcări*

Greutatea plăcii cutate	= 0,17 kN/m^2
Beton în cute şi 55 mm peste placă 0,07 × 24	= 1,68 kN/m^2
Pardoseală plus straturile izolatoare	= 1,00 kN/m^2
Izolarea inferioară a plăcii antifoc	= 1,30 kN/m^2
Tavan	= 0,25 kN/m^2
Total permanentă	4,40 kN/m^2
Încărcarea utilă	2,00 kN/m^2

b) *Încărcarea de calcul*

$$1{,}35 \times 4{,}40 + 1{,}5 \times 2{,}0 = 9{,}0 \text{ kN/m}^2$$

S-a ales secţiunea E 98 cu t_N = 1,5 mm.

Dimensiunile secţionale şi valorile admisibile ale solicitărilor pentru profilul E 98 – cu t_N = 1,5 sunt date în tabelul 18.6. Lăţimea de rezemare pe rigla cadrului I PE cu b = 172 m, deci valorile solicitărilor vor fi luate din partea inferioară a tabelului 18.6.

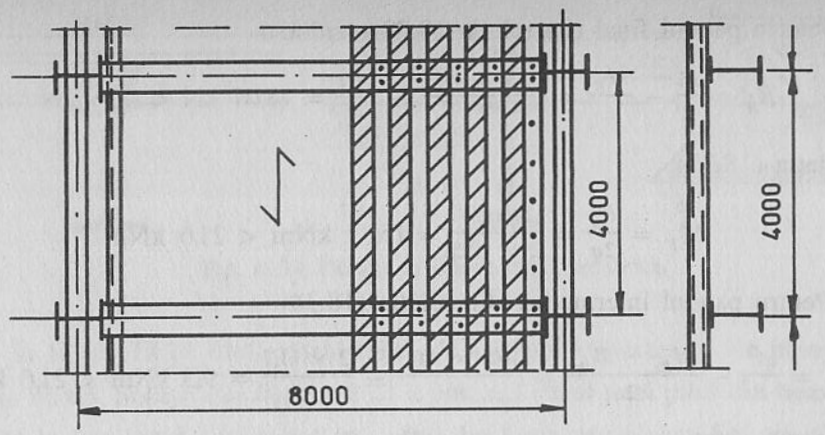


Fig. 18.23. Exemplu numeric

c) *Verificările solicitărilor*

Cu expresiile solicitărilor din tabelul 18.10 pentru grinda continuă pe mai multe reazeme se obţin următoarele valori:

$$M_1 = 0{,}0772\ ql^2 = 0{,}0772 \times 9{,}0 \times 4{,}0^2 = 11{,}1 \text{ kNm} < 21{,}6 \text{ kN/m}$$

$$R_A = 0{,}3929\ ql = 0{,}3929 \times 9{,}0 \times 4{,}0 = 11{,}8 \text{ kNm} < 40{,}6 \text{ kN/m}$$

$$R_B = 1{,}1428\ ql = 1{,}1428 \times 9{,}0 \times 4{,}0 = 41{,}1 \text{ kNm} < 77{,}6 \text{ kN/m}$$

$$M_I = -\ 0{,}107\ ql^2 = 0{,}107 \times 9{,}0 \times 4{,}0^2 = -\ 15{,}40 \text{ kNm} < -\ 17{,}7 \text{ kN/m}$$

$$M_{dB} = M_B^0 - \frac{R_B}{C} = 22{,}2 - \frac{41{,}1}{8{,}15} = 17{,}1 \text{ kNm} > 15{,}4 \text{ kNm} < 19{,}7 \text{ kNm}.$$

Deschiderea L = 4,0 m < L_{min} = 15,3 m.

Deci condiţiile de dimensionare sunt satisfăcute.

Dacă încărcarea utilă ar fi de 3,0 kN/m^2 rezultă o încărcare de calcul de 10,5 kN/m^2.

Cu această valoare rezultă:

$$M_1 = 0{,}0772 \times 10{,}5 \times 4{,}0^2 = 13{,}0 \text{ kNm} < 21{,}6 \text{ kN/m}$$

$$R_A = 0{,}3929 \times 10{,}5 \times 4{,}0 = 16{,}5 \text{ kNm} < 40{,}6 \text{ kN/m}$$

$$R_B = 1{,}1428 \times 10{,}5 \times 4{,}0 = 50{,}0 \text{ kNm} < 77{,}6 \text{ kN/m}$$

$$M_I = -\ 0{,}107 \times 10{,}5 \times 4{,}0^2 = -\ 18{,}0 \text{ kNm} > -\ 17{,}1 \text{ kN/m}$$

Va trebui făcută redistribuirea momentului de pe reazem mărind în consecinţă valoarea momentului din câmp. Deoarece L = 4,0 m > L_{max} = 3,61, din tabelul 18.6 rezultă

$$M_R = 11{,}7 \text{ kNm}.$$

Pentru panoul final din relaţia 18.32 rezultă:

$$R_A = \frac{ql}{2} - \frac{M_R}{l} = \frac{10,5 \times 4,0}{2} - \frac{11,7}{4} = 18,07 \text{ kN} < 40,6 \text{ kN}.$$

din relaţia (18.33)

$$M_F = \frac{R_A^2}{2q} = \frac{18,07^2}{2 \times 10,5} = 15,55 \text{ kNm} < 21,6 \text{ kNm}.$$

Pentru panoul intermediar din relaţia (18.34)

$$M_F = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{2} = \frac{10,5 \times 4,0^2}{8} - \frac{2 \times 11,7}{2} = 9,3 \text{ kNm} < 21,6 \text{ kNm}.$$

Verificarea săgeţii:

Verificarea rigidităţii se face din efectul încărcărilor normate.
În primul caz

$$q = 4,4 + 2 = 6,4 \text{ kN/m}^2.$$

În cazul doi

$$q = 4,4 + 3,0 = 7,4 \text{ kN/m}^2.$$

Cu relaţia săgeţii din tabelul 18.10 se obţine:

$$f_1 = 0,301 \frac{ql^4}{I_g} = 0,301 \frac{6,4 \times 4,0^4}{286} = 1,7 \text{ cm} < \frac{l}{200} = 2 \text{ cm}$$

pentru $q = 7,4$

$$f_1 = 1,99 \text{ cm} \approx \frac{l}{200} = 2,0 \text{ cm}.$$

Numai din încărcarea utilă

$$f_1 = 0,301 \frac{3 \times 4^4}{286} = 0,8 \text{ cm} \equiv \frac{l}{500} = 0,8 \text{ cm}.$$

Verificarea de şaibă la încărcări orizontale de nivel nu este necesară, deoarece prin suprabetonarea plăcii cutate sunt îndeplinite condiţiile prevăzute ca acest efect să poată fi neglijat.

18.6. PLANŞEUL ÎN SOLUŢIE MIXTĂ OŢEL-BETON

18.6.1. GENERALITĂŢI

Planşeul în soluţia mixtă oţel-beton este format din placa din beton-armat şi grinda din oţel a planşeului. Placa din beton-armat are o funcţie dublă: preia efectul încărcării şi-l transmite elementului de rezistenţă şi este în acelaşi timp talpa superioară a acestui element.

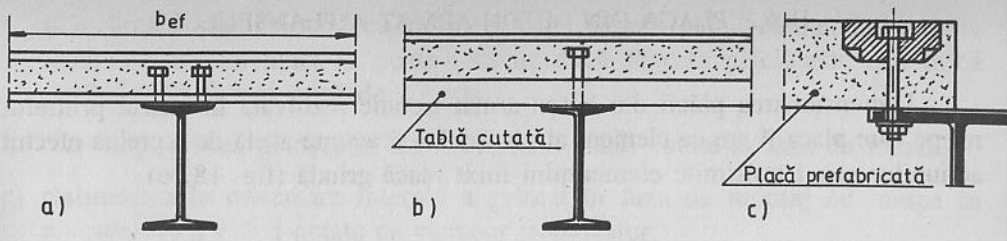


Fig. 18.24. Planşee în soluţie mixtă oţel-beton

În figura 18.24 sunt arătate tipuri de secţiuni transversale ale planşeului în soluţie mixtă. Soluţia din figura 18.24 a prezintă cazul unei plăci din beton armat, turnată la faţa locului utilizând un cofraj din lemn sau placaj. Soluţia din figura 18.24 b prezintă cazul unei plăci turnată la faţa locului utilizând drept cofraj o placă din tablă cutată. Placa poate să fie considerată ca un cofraj pierdut sau poate să reprezinte în acelaşi timp element de rezistenţă, funcţionând ca armătură în zona solicitată la întindere a plăcii de beton. În acest ultim caz tabla cutată trebuie să aibă un profil special şi aşa cum s-a subliniat mai înainte trebuie protejată anti-foc. În figura 18.24 c este prezentată soluţia constructivă de prindere a plăcii prefabricate din beton-armat de grinda planşeului. De-a lungul marginii plăcii prefabricate sunt amplasate alveole de formă semisferică prelungite cu un tub din material plastic. În jurul tubului este introdus un etrier în formă de spirală. Prinderea plăcii de talpa grinzii planşeului se execută cu şuruburi de înaltă rezistenţă. Şurubul introdus în tubul din material plastic are capul fixat într-o piesă masivă din oţel montată în alveola din placa prefabricată şi se prinde de talpa superioară a grinzii planşeului. Prin forţa de strângere controlată a şurubului se asigură frecarea dintre placă şi talpa grinzii necesară conlucrării secţiunii mixte oţel-beton.

În sens longitudinal îmbinările dintre plăci trebuie să asigure transmiterea solicitărilor de la un element la altul. Pentru transmiterea solicitării de forfecare o soluţie constructivă a îmbinării dintre plăci este prezentată în figura 18.25.

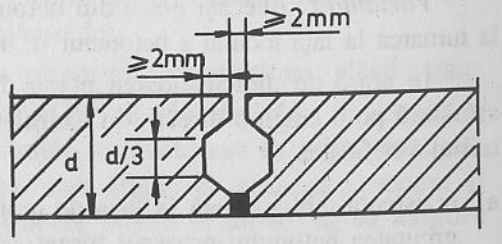


Fig. 18.25 Îmbinare longitudinală

18.6.2. PLACA DIN BETON-ARMAT A PLANȘEULUI

Dimensionarea plăcii din beton-armat trebuie rezolvată în cadrul primului rol pe care placa îl are ca element al planșeului și anume acela de a prelua efectul acțiunilor și a-l transmite elementului mixt placă-grindă (fig. 18.26).

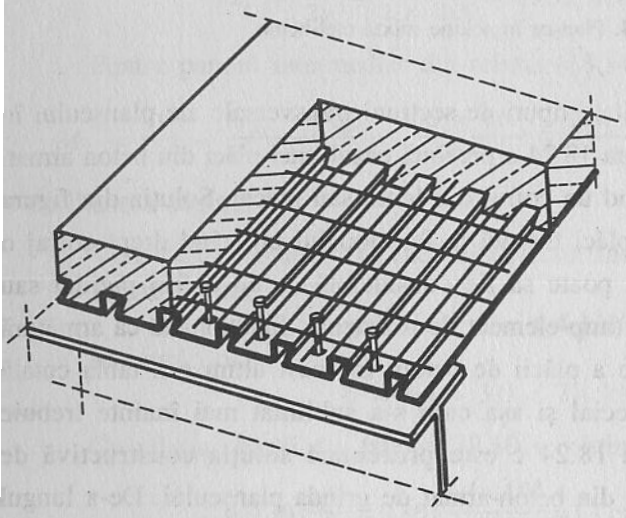


Fig. 18.26. Placă planșeului

În funcție de varianta de alcătuire constructivă verificările dimensionale se vor desfășura în următoarele etape [18.4] [18.5] [18.6] [18.7]:

Varianta 1. Placa din beton-armat executată ca o dală continuă, rezemată pe grinzile planșeului, va fi dimensionată ca o placă armată pe o singură direcție. Conlucrarea plăcii cu grinda planșeului va fi prezentată în paragraful 18.8. Pentru executarea plăcii este necesar un cofraj din lemn sau placaj care trebuie să fie susținut. Pentru susținerea cofrajului pot fi antrenate și grinzile planșeului.

În această fază de execuție, dacă grinzile planșeului sunt folosite pentru susținerea cofrajului, trebuie verificată stabilitatea la deversare laterală din încărcarea cu greutatea betonului proaspăt turnat și o încărcare de montaj de 1,5 kN/m^2 pe o suprafață centrală de 3 m pe 3 m și 0,75 kN/m^2 în afara acestei suprafețe.

Varianta 2. Aceeași placă din beton-armat ca în varianta 1, cu diferența că la turnarea la fața locului a betonului se utilizează drept cofraj pierdut tablă cutată.

În afară de dimensionarea plăcii din beton-armat ca o placă continuă cu armătură pe o singură direcție în cadrul variantei de alcătuire constructivă 2 vor trebui verificate:

a) rezistența tablei cutată în faza de montaj din încărcarea cu greutatea proprie, greutatea betonului proaspăt turnat și o încărcare de montaj de 1,5 kN/m^2 și o încărcare suplimentară cu beton datorită săgeții plăcii cutate. La această încărcare suplimentară se poate renunța dacă săgeata plăcii este mai mică decât L/250 și mai mică de 20 mm;

b) rezistența grinzii planșeului din reacțiunea plăcii cutate în faza de montaj;

c) stabilitatea la deversare laterală a grinzii în faza de montaj cu luarea în considerare a plăcii cutate ca element stabilizator;

d) verificarea în stadiul limită ultim a elementului mixt grindă-placă este prezentată în paragraful 18.8.

Varianta 3. Placa din beton-armat se rezolvă în structura mixtă cu placa cutată.

a) În acest caz placa cutată este cofraj element stabilizator pentru grinda planșeului în faza de montaj și element de rezistență ca armătură în zona solicitată la întindere a plăcii din beton în faza de exploatare. În acest caz placa cutată va trebui să aibă un profil special.

b) Grinzile planșeului trebuie verificate la încovoiere în faza de montaj din reacțiunea plăcii cutate. Trebuie verificată stabilitatea la deversare laterală, placa cutată fiind considerată element stabilizator.

c) Verificarea în stadiul limită ultim a elementului mixt grinda-placă este prezentată în capitolul 18.8.

18.6.3. **Calculul plăcii cutate utilizată** drept cofraj pentru turnarea la fața locului a plăcii din beton-armat executată ca grindă continuă (varianta 2).

Se aplică procedeul: calculul plăcii cutate solicitate la încovoiere, prezentat în paragraful 18.4.1.3.

În tabelul 18.9 sunt date valorile solicitărilor admise pentru două profile cu dimensiuni mici T 40–190 și T 55–188 produse de Firma THYSSEN – Düsseldorf.

Aplicarea metodei de verificare este prezentată în exemplul numeric 18.1.

18.6.4. VERIFICAREA GRINZILOR PLANȘEULUI ÎN FAZA DE EXECUȚIE

În cadrul variantei 2 și 3 de alcătuire constructivă a planșeului trebuie verificată rezistența și stabilitatea grinzilor planșeului.

În faza de montaj grinzile planșeului preiau singure reacțiunea plăcii cutate.

Grinzile planșeului, atât cele principale, cât și cele secundare din punct de vedere static pot fi executate ca grinzi simplu rezemate sau ca grinzi continui. Prima soluție are avantajul unei prinderi mai simple pe reazeme, precum și eliminarea zonelor de întindere în placa de beton în cazul că se asigură conlucrarea dintre cele două elemente, dacă se folosește soluția mixtă oțel-beton.

Tabelul 18.9

Grosimea nominală t_N [mm]	Grosimea tablei t_k [mm]	Greutate proprie g [kg/m²]	Aria secțiunii A [cm²/m]	Moment inerție I_{eff} [cm⁴/m]	Distanța centrul de greutate l_s [cm]	l_i [cm]	Momentul în câmp ad M_F [kNm/m]	ad $M_I = M_o - \frac{B}{C} \leqslant M_I^{max}$ M_o [kNm/m]	C	M_I^{max} [kNm/m]	ad A [kN/m]	ad $B = C(M_o - M_I) \leqslant B^{max}$ B^{max} [kN/m]
T 40 / 190												
0,75	0,71	8,24	9,49	26	1,40	2,95	1,50	2,20	19,2	2,00	5,00	8,20
0,88	0,84	9,67	11,2	32	1,40	2,95	1,80	2,80	19,2	2,50	9,40	9,25
1,00	0,96	11,0	12,4	38	1,40	2,95	2,10	3,35	19,2	3,00	13,60	10,25
1,13	1,09	12,4	14,6	45	1,40	2,95	2,40	3,95	19,2	3,55	18,10	11,20
1,25	1,21	13,7	16,2	50	1,40	2,95	2,90	4,50	19,2	4,05	22,20	12,05
1,50	1,46	16,5	19,5	60	1,40	2,95	3,30	5,65	19,2	5,10	30,80	13,60
T 55 / 188												
0,75	0,71	9,08	10,4	44	1,93	3,57	2,00	2,57	12,6	2,25	7,60	9,00
0,88	0,84	10,7	12,4	55	1,93	3,57	2,65	3,38	12,6,	2,95	14,00	11,50
1,00	0,96	12,1	14,1	67	1,93	3,57	3,20	4,15	12,6	3,65	20,00	19,20
1,13	1,09	13,7	16,0	81	1,93	3,57	3,65	5,40	12,6	4,70	26,40	24,80
1,25	1,21	15,1	17,8	89	1,93	3,57	4,10	6,55	12,6	5,70	32,20	30,00
1,50	1,46	18,2	21,5	107	1,93	3,57	5,10	9,00	12,6	7,85	44,60	41,40

Tabelul 18.10

Schema de încărcare	Solicitări *
	$\max M_x = \frac{ql^2}{8}$; $A = \frac{ql}{2}$ $f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384\,EJ} \cdot 10^6$
	$M_I = -0{,}125 ql^2$; $\max M_x = +0{,}700 ql^2$ $A = 0{,}375 ql$; $B = 1{,}250 ql$ $\max f = 0{,}258 \frac{ql^4}{J}$
	$M_1 = -\frac{(q_1+q_2)l^2}{16}$ $A = \frac{9q_1+q_2}{16} l$; $C = \frac{q_1+9q_2}{16} l$ $B = \frac{6}{16}(q_1+q_2)l$ $\max M_{x1} = \frac{A^2}{2q_1}$; $\max M_{x2} = \frac{C^2}{2q_2}$
	$M_I = -\frac{ql^2}{10}$ $\max M_1 = +\frac{2}{25} ql^2$ $\max M_2 = +\frac{1}{40} ql^2$ $A = \frac{4}{10} ql$; $B = \frac{11}{10} ql$ $\max f_1 = 0{,}328 \frac{ql^4}{J}$
	$M_I = -0{,}107 ql^2$; $M_{II} = -0{,}0714 ql^2$ $M_1 = +0{,}0772 ql^2$; $M_2 = +0{,}0364 ql^2$ $A = 0{,}3929 ql$; $B = 1{,}1428 ql^2$ $C = 0{,}9286 ql$ $f_1 = 0{,}301 \frac{ql^4}{J}$; $f_2 = 0{,}0886 \frac{ql^4}{J}$

* În relație se introduce: q în kN/m ; l în m ; J în cm^4 ;

E = 21000 kN/cm^2 rezultă: M în kN/m; A, B în kN; f în cm

Soluția grindă continuă pe mai multe reazeme are avantajul unei dimensionări mai favorabile a grinzilor planșeului.

În tabelul 18.10 sunt prezentate expresiile solicitărilor, momente de încovoiere și reacțiuni și ale deformațiilor pentru cele două sisteme statice: grinda simplu rezemată și grinda continuă pe trei, patru sau mai multe reazeme.

18.6.4.1. Dimensionarea grinzilor planșeului. Dimensionarea grinzilor planșeului se face în faza de montaj când grinzile din oțel trebuie să reziste singure la încărcarea din greutatea proprie a betonului proaspăt turnat și la o încărcare de montaj și trebuie verificate în faza finală când secțiunea formată din grinda planșeului și placa din beton-armat trebuie să preia încărcarea totală.

a) Dimensionarea în faza de montaj.

Dimensionarea se referă la verificarea de rezistență, verificarea de rigiditate și verificarea la stabilitate prin deversare.

a.1. Verificarea de rezistență la încovoiere în cazul că secțiunea transversală a grinzii se încadrează în clasa 1 sau 2 se face cu relația:

$$M_{sd} \le W_{ply} \cdot f_y / 1{,}1 \qquad (18.47)$$

iar în cazul secțiunii transversale încadrată în clasa 3 formula de verificare este:

$$M_{sd} \le W_{ely} \cdot f_y / 1{,}1. \qquad (18.48)$$

a. 2. Verificarea la forfecare se face cu relația:

$$V_{sd} \le (A_v \cdot f_y / \sqrt{3}) / 1{,}1 \qquad (18.49)$$

unde: A_v – secțiunea de calcul la forfecare din relația (14.10a)

b) Verificarea de rigiditate se face cu formula.

$$f_{\max} = \delta_a = \frac{L}{180} \quad \text{sau} \quad \max 20 \text{ mm} \qquad (18.50)$$

Valoarea maximă a săgeții se calculează cu relațiile date în tabelul 18.10.

c) Verificarea la stabilitate prin deversare laterală se face cu formula (18.51).

$$\frac{M_{\max}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply}} \le f_y / 1{,}1 \qquad (18.51)$$

în care: χ_{LT} coeficientul de reducere se ia, pentru profilele laminate după curba de flambaj a ($\alpha_{LT} = 0{,}21$) și după curba c ($\alpha_{LT} = 0{,}49$) pentru profilele sudate, în funcție de coeficientul de zvelțețe redus $\overline{\lambda}_{LT}$ care rezultă din formula:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl \cdot y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \qquad (18.52)$$

Valoarea momentului critic M_{cr} poate fi determinată din relația (14.30). În cazul că înălțimea grinzii nu depășește 600 mm se poate folosi relația aproximativă:

$$M_{cr} = \frac{1{,}32\ b \cdot t\ (EI_y)}{L \cdot h^2} \qquad (18.53)$$

în care:

b și t – sunt lățimea și grosimea tălpii;
h – este înălțimea grinzii;
L – este deschiderea grinzii.

Dacă relația (18.51) nu este satisfăcută trebuie luate măsuri constructive pentru asigurarea stabilității grinzii în faza de montaj.

În cazul folosirii plăcii cutate drept cofraj aceasta poate fi considerată ca element de stabilizare dacă este îndeplinită condiția:

$$C_{\vartheta k} = \frac{M_{pl k}^2}{EI_z} k_v\ k_\vartheta \qquad (18.54)$$

în care:

$k_v = 1$ – dacă calculul și dimensionarea grinzii se conduce cu metoda elastic–plastic sau plastic–plastic;
$k_v = 0{,}3$ – dacă calculul și dimensionarea grinzii se conduce cu metoda elastic–elastic;
k_ϑ – depinde de felul diagramei de momente; pentru o diagramă parabolică se va lua $k_\vartheta = 4$, iar pentru o diagramă corespunzătoare deschiderii de capăt a unei grinzi continue se va lua $k_\vartheta = 3{,}5$.

Valoarea coeficientului de pat C_{kv} rezultă din relația:

$$\frac{1}{C_{\vartheta k}} = \frac{1}{C_{\vartheta Mk}} + \frac{1}{C_{\vartheta Ak}} + \frac{1}{C_{\vartheta Pk}} \qquad (18.55)$$

în care:

$C_{\vartheta Mk}$ – este parte a coeficientului de pat dependent de rigiditatea la încovoiere EI_a a elementului care asigură stabilitatea grinzii, în speță a plăcii cutate. Valoarea acestui coeficient rezultă din relația:

$$C_{\vartheta Mk} = k \frac{EI_a}{a} \qquad (18.56)$$

unde:

$k = 2$ – pentru o grindă cu una sau două deschideri;
$k = 4$ – pentru o grindă continuă cu mai multe deschideri;
a – este deschiderea elementului stabilizator (a plăcii cutate);
$C_{\vartheta Ak}$ – este parte a coeficientului de pat datorită deformațiilor prinderii plăcii cutate.

Pentru $C_{\vartheta Ak}$ se propune o valoare egală cu 3 $C_{\vartheta Mk}$ [18.8].

$C_{\vartheta Pk}$ – este parte a coeficientului de pat datorită rigidității inimii grinzii și se ia egală cu:

$$C_{\vartheta Pk} = Et^3_w / [4(h - t_f)] \qquad (18.57)$$

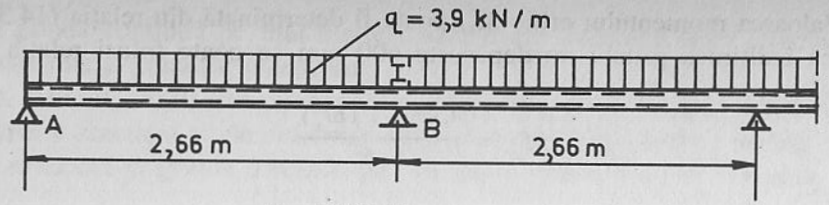


Fig. 18.27. Exemplu numeric

Exemplu numeric 18.2

Să se verifice placa cutată utilizată drept cofraj pentru placă din beton-armat din figura 18.27.

Placa cutată este considerată ca grindă continuă pe mai multe reazeme cu deschiderile de 2,66 m.

a) Încărcări în faza de montaj

– greutatea plăcii cutate plus greutatea betonului proaspăt

$$(0{,}08 + 0{,}01)\ 2450 + 10 = 230\ \text{daN/m}^2 = 2{,}3\ \text{kN/m}^2$$

– încărcare de montaj $1{,}5\ \text{kN/m}^2$

– spor de beton datorită săgeții plăcii $0{,}1\ \text{kN/m}^2$

$q = 3{,}9\ \text{kN/m}^2$

b) calculul solicitărilor folosind datele din tabelul 18.10.

$$M_1 = 0{,}0772\ ql^2 \times 1{,}35 = 2{,}86\ \text{kNm/m}$$

$$M_I = 0{,}107\ ql^2 \times 1{,}35 = 3{,}98\ \text{kNm/m}$$

$$A = 0{,}3928\ ql \times 1{,}35 = 5{,}50\ \text{kN/m}$$

$$B = 1{,}1428\ ql \times 1{,}35 = 16{,}00\ \text{kN/m}$$

c) Din tabelul 18.9 s-a ales profilul T 55–188 cu $t = 1{,}25$ mm

d) Verificările de rezistență

în câmp:

$$M_1 = 2{,}86\ \text{kN} < ad\ M_F = 4{,}10\ \text{kNm/m}$$

pe reazem:

$$ad\ M_1 = M_0 - \frac{B}{C} = 6{,}55 - \frac{16{,}0}{12{,}6} =$$

$$= 5{,}28\ \text{kNm/m} > 3{,}98\ \text{kNm/m} < 5{,}70\ \text{kNm/m}$$

reacțiunea A

$$A = 5{,}50\ \text{kN} < 32{,}20\ \text{kN}$$

reacțiunea B

$$B = 16{,}0\ \text{kN} < 30{,}00\ \text{kN}$$

e) Verificarea rigidității (tabelul 18.10)

$$f_1 = 0{,}301\ \frac{ql^4}{I} = 0{,}301\ \frac{3{,}9 \times 2{,}666^4}{89} = 0{,}67\ \text{cm} < \frac{266}{180} = 1{,}48\ \text{cm}$$

săgeata fiind mai mică decât 1/250 sporul de beton datorită săgeții poate fi neglijat.

Exemplu numeric 18.3

Să se dimensioneze grinzile principale ale planșeului din exemplul 18.2 care susțin în faza de montaj placa cutată.

Grinzile sunt executate ca grinzi simplu rezemate, cu deschiderea de 4,0 m, distanța dintre grinzi fiind 2,666 m (fig. 18.28)

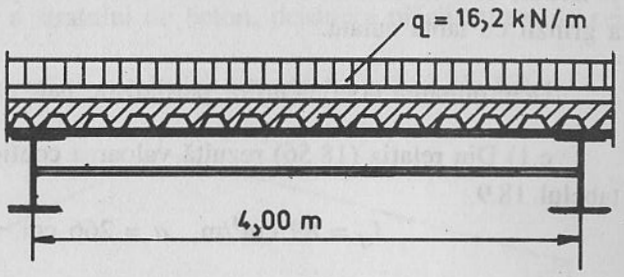


Fig. 18.28. Planșeu soluție mixtă oțel-beton

a) încărcări pentru o grindă intermediară din reacțiunea plăcii

B =	16,00 kN/m
din greutatea proprie	0,20 kN/m
	16,200 kN/m

Se alege I 18 cu $W_{ely} = 161{,}0\ \text{cm}^3$; $W_{ply} = 186{,}8\ \text{cm}^3$

(tab. 3 – A1) $I_y = 1450\ \text{cm}^4$; $I_z = 81{,}3\ \text{cm}^4$

b) Verificarea la încovoiere

$$M_{sd} = \frac{16{,}2 \times 4{,}0^2}{8} = 32{,}4\ \text{kNm} < (186{,}8 \times 24/1{,}1) \cdot 10^{-2} = 40{,}7\ \text{kNm/m}.$$

c) Verificarea la forfecare

$$V_{sd} = 16{,}2 \times 2 = 32{,}4\ \text{kN} < (11{,}0 \times 24/\sqrt{3})/1{,}1 = 138{,}6\ \text{kN}$$

cu $A_v = 11\ \text{cm}^2$ din tabelul 3 A1

d) Verificarea rigidității

$$f_{max} = \frac{5 \times 16{,}2 \times 4{,}0^4}{384 \times 21000 \times 1450} \cdot \frac{10^6}{1{,}35} = 1{,}31\ \text{cm} < \frac{L}{250} = 1{,}6\ \text{cm}.$$

e) Verificarea stabilității prin deversare laterală

$$M_{cr} = \frac{1{,}32 \times 8{,}6 \times 1{,}016 \times 2100 \times 1450}{400 \times 18^2} = 2709{,}9 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{186{,}8 \times 24}{2709{,}9}} = 1{,}29.$$

Din tabelul 13.5 curba *a* pentru $\bar{\lambda}_{LT} = 1{,}29$ rezultă $\chi_{LT} = 0{,}4759$

$$\frac{M_{max}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply}} = \frac{3240}{0{,}4759 \times 186{,}8} = 36{,}45 \text{ kN/cm}^2 > 24/1{,}1 \text{ kN/cm}^2.$$

Verificarea la stabilitate prin deversare laterală așadar nu este satisfăcută și trebuie luat în considerare efectul stabilizator prin legătura tălpii comprimate a grinzii cu tabla cutată.

Determinarea coeficienților parțiali de pat

e.1) Din relația (18.56) rezultă valoarea coeficientului $C_{\vartheta Mk}$ – cu datele din tabelul 18.9

$$I_{ef} = 89 \text{ cm}^4/\text{m}, \quad a = 266 \text{ cm} \quad \text{și} \quad k = 2$$

$$C_{\vartheta Mk} = \frac{21000 \times 89}{266} = 14052 \frac{\text{kNcm}}{\text{m}} = 140{,}52 \text{ kNm/m}.$$

e.2) Pentru $C_{\vartheta Ak} = 3\ C_{\vartheta Mk} = 421{,}58$ kN/m

e.3) Din relația (18.57) cu $t_w = 0{,}9$ cm, $h = 18$ cm și $t_f = 1{,}01$ cm, rezultă

$$C_{\vartheta PM} = \frac{21000 \times 0{,}9^3}{4\ (18 - 1{,}01)} = 225{,}26 \text{ kNm/m}$$

din relația (18.55)

$$C_{\vartheta k} = \frac{1}{\frac{1}{140{,}52} + \frac{1}{421{,}58} + \frac{1}{225{,}26}} = \frac{1}{0{,}01383} = 72{,}30 \text{ kNm/m}.$$

f) Verificarea stabilității

Mărimea de comparație din relația (18.54) cu $k_v = 1$ și $k_\vartheta = 4$ rezultă:

$$\frac{M_{ply}^2}{EI_z} k_v \cdot k_\vartheta = \frac{(186{,}1 \times 24)^2}{21000 \times 81{,}3} \cdot 1 \times 4 =$$

$$= 47{,}09 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} < 72{,}30 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

18.7. CALCULUL PLANȘEULUI ÎN SOLUȚIE MIXTĂ OȚEL-BETON ÎN STADIUL LIMITĂ ULTIM

18.7.1. GENERALITĂȚI

În cadrul variantei 3 de alcătuire constructivă, placa de beton se rezolvă în structură mixtă cu placa cutată din oțel. În acest caz placa cutată este cofraj și element de stabilizare pentru grinzile planșeului în faza de montaj și armătură în zona solicitată la întindere a plăcii de beton în faza finală.

În figura 18.29 este arătat un tronson din placa mixtă oțel-beton format din:

- placa cutată din oțel;
- stratul de beton care trebuie să aibă o înălțime totală *h* de cel puțin 90 mm și o înălțime h_c a stratului de beton, deasupra plăcii cutate de cel puțin 50 mm;
- o rețea de armături metalice la nivelul superior al plăcii din beton.

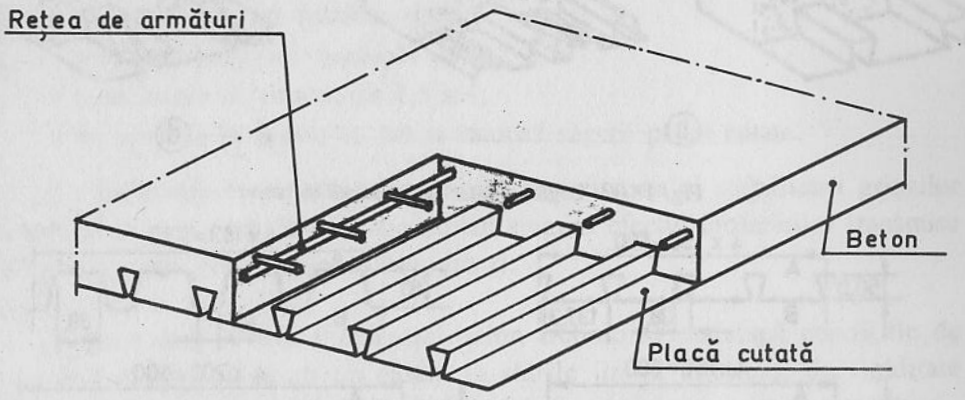


Fig. 18.29. Tronson dintr-o placă mixtă oțel-beton

În partea inferioară a plăcii poate exista o armătură suplimentară pentru asigurarea rezistenței la foc și care în regiunea momentelor pozitive poate să fie luată în considerare.

Legătura dintre tabla cutată și beton trebuie să fie capabilă să transmită forfecarea longitudinală de la nivelul suprafeței de contact dintre placa metalică și beton. Simpla aderență dintre cele două elemente nu este suficientă. Această conlucrare este asigurată prin:

a) legături mecanice realizate prin presare de amprente sau mici dornuri sau prin ștanțarea unor mici fante pe inimile și tălpile profilului (fig. 18.30 a).

b) legături realizate prin frecarea la interfața dintre două elemente datorită formei profilului cu porțiuni intrânde (fig. 18.30 b).

c) ancoraje la extremităţi cu dornuri sudate sau un alt sistem de conectori între placa din oţel şi beton, în combinaţie cu (a) şi (b) (fig. 18.30 c).

d) ancoraje la extremităţi prin deformarea nervurilor la capete, în combinaţie cu (b) (fig. 18.30 d).

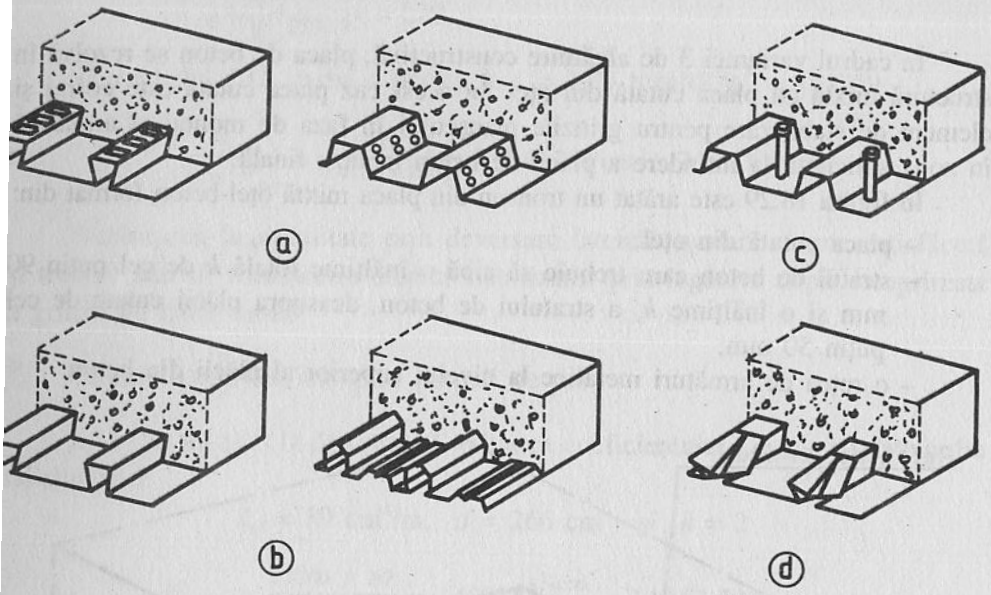


Fig. 18.30. Legături între tabla cutată şi beton

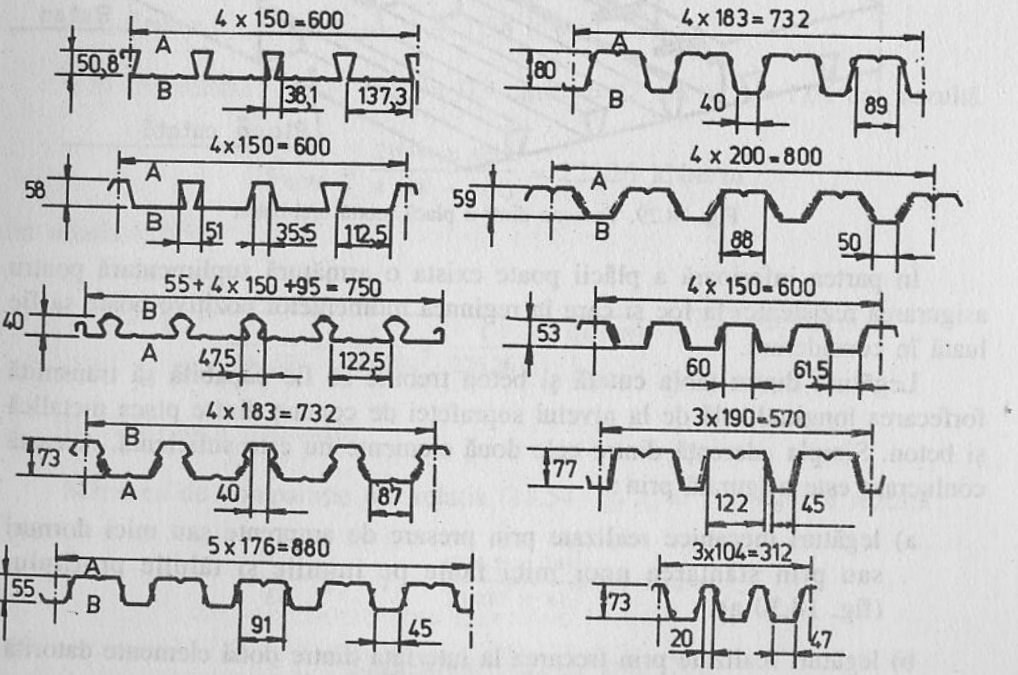


Fig. 18.31. Tipuri de secţiuni din tabla cutată

În figura 18.31 sunt prezentate diferitele tipuri de profile de table cutate folosite la executarea planşeelor în soluţie mixtă oţel-beton.

Lăţimea de rezemare a plăcii mixte oţel-beton pe grinzi metalice trebuie să fie de minimum 75 mm pentru reazeme intermediare şi cel puţin 50 mm pentru reazemele de margine.

Calculul plăcii planşeului în soluţie mixtă oţel-beton se conduce în două etape

Prima etapă . Placa cutată din oţel trebuie să satisfacă singură condiţiile de rezistenţă exprimate printr-un calcul la stările limită ultime şi cele de rigiditate exprimate printr-o verificare la stadiul limită de serviciu [18.9] [18.10].

În această fază de execuţie a planşeului trebuie luate în considerare următoarele încărcări :

- greutatea proprie a plăcii cutate;
- greutatea betonului proaspăt turnat;
- o încărcare de montaj de 1,5 kN;
- un spor de încărcare cu beton datorită săgeţii plăcii cutate.

Tot în prima etapă trebuie verificată şi rezistenţa şi stabilitatea grinzilor planşeului care în faza de execuţie preiau singure efectul încărcărilor transmise prin placa cutată rezemată pe aceste grinzi.

Etapa a doua. Placa mixtă oţel-beton trebuie să satisfacă condiţiile de rezistenţă exprimate printr-un calcul la stările limită ultime şi de rigiditate exprimate printr-o verificare la stadiul limită de serviciu.

În această fază de exploatare a planşeului trebuie luate în considerare următoarele încărcări :

- greutatea plăcii mixte oţel-beton;
- greutatea pardoselii, straturilor izolatoare fonice, termice, anti foc, tavan etc.;
- încărcarea utilă.

Tot în această etapă de calcul trebuie verificată rezistenţa şi rigiditatea grinzii planşeului care împreună cu placa din beton formează un element mixt grindă oţel-beton.

Rezolvarea problemelor care intervin în prima etapă au fost tratate în paragraful 18.6.3. „Calculul plăcii cutate utilizată drept cofraj" şi în 18.6.4. „Verificarea grinzilor planşeului în faza de execuţie" precum şi în exemplul numeric 18.3.

e) Verificarea stabilității prin deversare laterală

$$M_{cr} = \frac{1{,}32 \times 8{,}6 \times 1{,}016 \times 2100 \times 1450}{400 \times 18^2} = 2709{,}9 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{186{,}8 \times 24}{2709{,}9}} = 1{,}29.$$

Din tabelul 13.5 curba *a* pentru $\bar{\lambda}_{LT} = 1{,}29$ rezultă $\chi_{LT} = 0{,}4759$

$$\frac{M_{max}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply}} = \frac{3240}{0{,}4759 \times 186{,}8} = 36{,}45 \text{ kN/cm}^2 > 24/1{,}1 \text{ kN/cm}^2.$$

Verificarea la stabilitate prin deversare laterală așadar nu este satisfăcută și trebuie luat în considerare efectul stabilizator prin legătura tălpii comprimate a grinzii cu tabla cutată.

Determinarea coeficienților parțiali de pat

e.1) Din relația (18.56) rezultă valoarea coeficientului $C_{\vartheta Mk}$ – cu datele din tabelul 18.9

$$I_{ef} = 89 \text{ cm}^4/\text{m}, \quad a = 266 \text{ cm} \quad \text{și} \quad k = 2$$

$$C_{\vartheta Mk} = \frac{21000 \times 89}{266} = 14052 \frac{\text{kNcm}}{\text{m}} = 140{,}52 \text{ kNm/m}.$$

e.2) Pentru $C_{\vartheta Ak} = 3\ C_{\vartheta Mk} = 421{,}58$ kN/m

e.3) Din relația (18.57) cu $t_w = 0{,}9$ cm, $h = 18$ cm și $t_f = 1{,}01$ cm, rezultă

$$C_{\vartheta PM} = \frac{21000 \times 0{,}9^3}{4\ (18 - 1{,}01)} = 225{,}26 \text{ kNm/m}$$

din relația (18.55)

$$C_{\vartheta k} = \frac{1}{\frac{1}{140{,}52} + \frac{1}{421{,}58} + \frac{1}{225{,}26}} = \frac{1}{0{,}01383} = 72{,}30 \text{ kNm/m}.$$

f) Verificarea stabilității

Mărimea de comparație din relația (18.54) cu $k_v = 1$ și $k_\vartheta = 4$ rezultă:

$$\frac{M_{ply}^2}{EI_z} k_v \cdot k_\vartheta = \frac{(186{,}1 \times 24)^2}{21000 \times 81{,}3} \cdot 1 \times 4 =$$

$$= 47{,}09 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} < 72{,}30 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

18.7. CALCULUL PLANȘEULUI ÎN SOLUȚIE MIXTĂ OȚEL-BETON ÎN STADIUL LIMITĂ ULTIM

18.7.1. GENERALITĂȚI

În cadrul variantei 3 de alcătuire constructivă, placa de beton se rezolvă în structură mixtă cu placa cutată din oțel. În acest caz placa cutată este cofraj și element de stabilizare pentru grinzile planșeului în faza de montaj și armătură în zona solicitată la întindere a plăcii de beton în faza finală.

În figura 18.29 este arătat un tronson din placa mixtă oțel-beton format din:

- placa cutată din oțel;
- stratul de beton care trebuie să aibă o înălțime totală *h* de cel puțin 90 mm și o înălțime h_c a stratului de beton, deasupra plăcii cutate de cel puțin 50 mm;
- o rețea de armături metalice la nivelul superior al plăcii din beton.

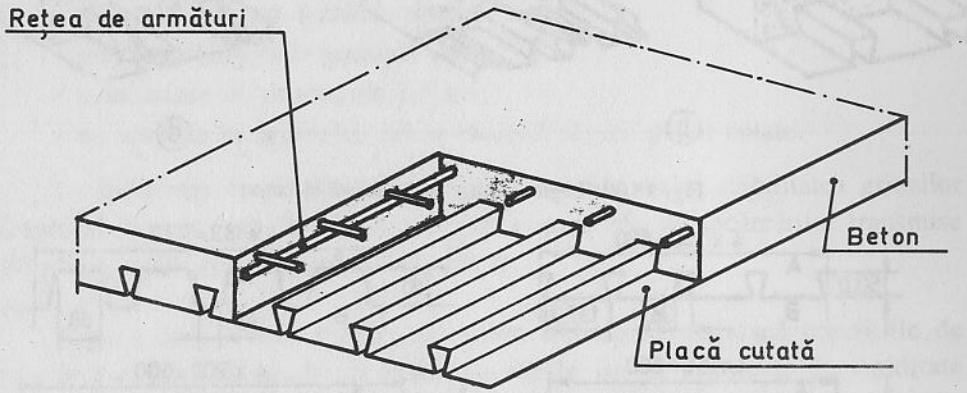


Fig. 18.29. Tronson dintr-o placă mixtă oțel-beton

În partea inferioară a plăcii poate exista o armătură suplimentară pentru asigurarea rezistenței la foc și care în regiunea momentelor pozitive poate să fie luată în considerare.

Legătura dintre tabla cutată și beton trebuie să fie capabilă să transmită forfecarea longitudinală de la nivelul suprafeței de contact dintre placa metalică și beton. Simpla aderență dintre cele două elemente nu este suficientă. Această conlucrare este asigurată prin:

a) legături mecanice realizate prin presare de amprente sau mici dornuri sau prin ștanțarea unor mici fante pe inimile și tălpile profilului (fig. 18.30 a).

b) legături realizate prin frecarea la interfața dintre două elemente datorită formei profilului cu porțiuni intrânde (fig. 18.30 b).

După Eurocode 4 poate fi condus după una din următoarele metode de analiză:

a) o analiză liniară cu sau fără distribuirea momentelor;

b) o analiză globală plastică bazată pe metoda cinematică (limita superioră) sau pe metoda statică (limita inferioară) cu condiția ca secțiunile în care se produce o rotire plastică acestea să posede o capacitate de rotire suficientă;

c) o analiză elastico-plastică ținând cont de proprietățile neliniare ale materialelor.

d) utilizarea metodelor de analiză liniară se poate face atât pentru stările limită ultime, cât și pentru stările limită de serviciu. Metodele plastice nu trebuie utilizate decât pentru calcule la stările limită ultime.

Dacă se neglijează efectele fisurării betonului este permisă reducerea cu 30% a momentelor de pe reazem și majorarea în consecință a momentelor din câmp (fig. 18.32).

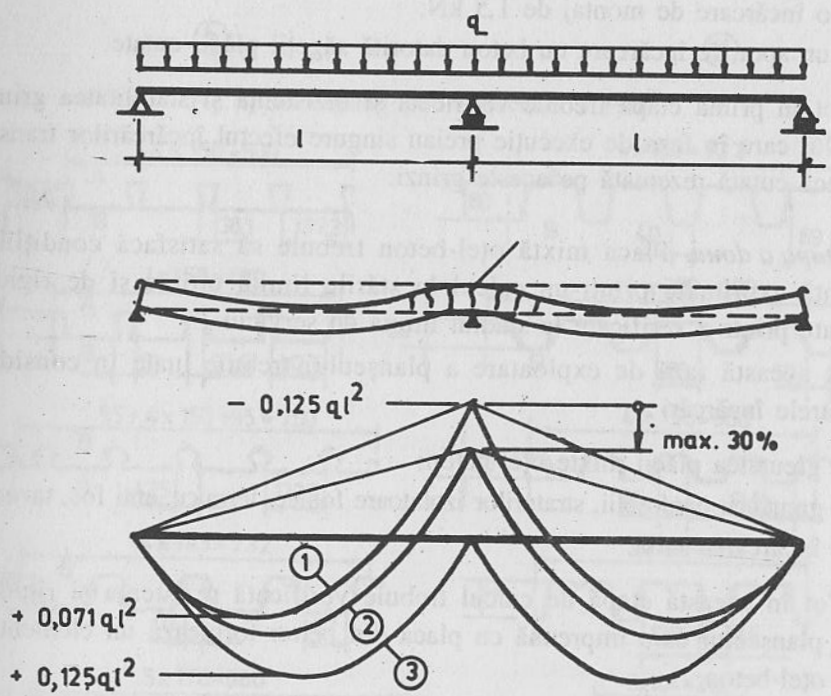


Fig. 18.32. Modificarea diagramei de momente

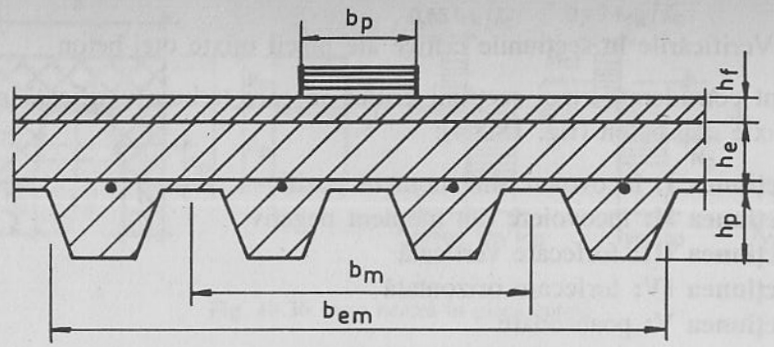


Fig. 18.33. Lățimi utile

Este admis calculul unei dale continue ca fiind formată dintr-o serie de grinzi simplu rezemate.

În acest caz pentru a limita fisurarea betonului aria armăturii la nivelul superior al plăcii deasupra reazemelor nu trebuie să fie inferioară cu 0,2% față de aria secțiunii transversale a betonului situat deasupra nervurilor tablei în cazul plăcilor nesprijinite și 0,4% în cazul celor sprijinite.

La starea limită ultimă este admisă o analiză plastică fără o verificare directă a capacității de rotire dacă pentru armături se utilizează un oțel din clasa 4 conform Eurocode 2 și dacă deschiderea plăcii nu depășește 3,0 m.

Lățimile utile pentru încărcări concentrate punctual sau repartizate linear paralele cu deschiderea b măsurate deasupra nervurii (fig. 18.33) rezultă din relația (18.58)

$$b_m = b_p + 2\,(h_c + h_t) \qquad (18.58)$$

în care:

b_p – este lățimea încărcării concentrate perpendiculară pe deschiderea dalei;

h_c – este grosimea dalei deasupra nervurii;

h_t – este grosimea straturilor de deasupra plăcii.

Pentru încărcări concentrate lineare perpendiculare pe deschiderea plăcii se va lua lățimea b_m egală cu lungimea b_p a încărcării concentrate lineare.

Este admis să se prevadă un procentaj de armătură forfetară în cazul că încărcările nu depășesc valorile:

7,5 kN pentru încărcările concentrate

5,0 kN/m^2 pentru încărcările repartizate

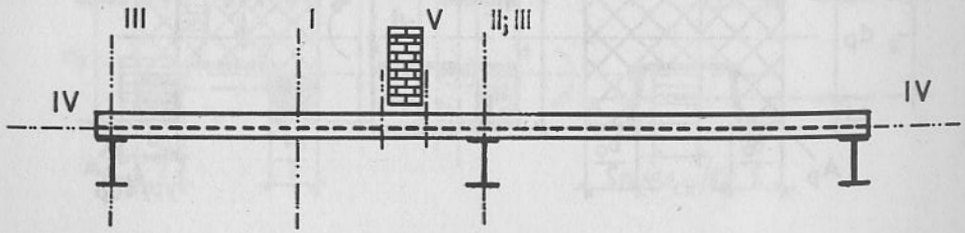


Fig. 18.34. Secțiuni critice

a) Verificările în secţiunile critice ale plăcii mixte oţel-beton

Sunt considerate cinci secţiuni critice în care trebuie verificată rezistenţa plăcii mixte oţel-beton (fig. 18.3.4):

Secţiunea I: încovoiere din moment pozitiv
Secţiunea II: încovoiere din moment negativ
Secţiunea III: forfecare verticală
Secţiunea IV: forfecare orizontală
Secţiunea V: poansonare

18.7.2.1. Încovoiere din moment pozitiv

a$_1$) Valoarea momentului capabil de calcul M_{pRd} din încovoiere pozitivă a unei secţiuni transversale poate să fie determinată pe baza unui calcul plastic, introducând valoarea limitei de curgere pentru placa din oţel

$$f_{yp} / \gamma_{ap} \qquad [18.11].$$

În cazul când axa neutră a secţiunii mixte se află în placa din beton (fig. 18.35) valoarea momentului capabil de calcul rezultă din relaţia:

$$M_{pRd} = N_{cf} (d_p - 0{,}5\, x) \qquad (18.59)$$

în care:

$N_{cf} = A_p \cdot f_{yp} / \gamma_c$
A_p = secţiunea eficace a plăcii cutate
d_p = este distanţa de la faţa superioară a plăcii cutate
x = rezultă din relaţia de mai jos şi reprezintă poziţia axei neutre faţă de nivelul superior al secţiunii mixte (fig. 18.36).

$$x = \frac{N_{cf}}{b \times 085 \times f_{ck} / \gamma_c} \qquad (18.60)$$

cu:

b – lăţimea dalei, considerată 100 cm
f_{ck} – rezistenţa caracteristică a betonului la compresiune (tab. 18.3)
γ_c – coeficientul parţial de siguranţă al betonului (tab. 18.1)

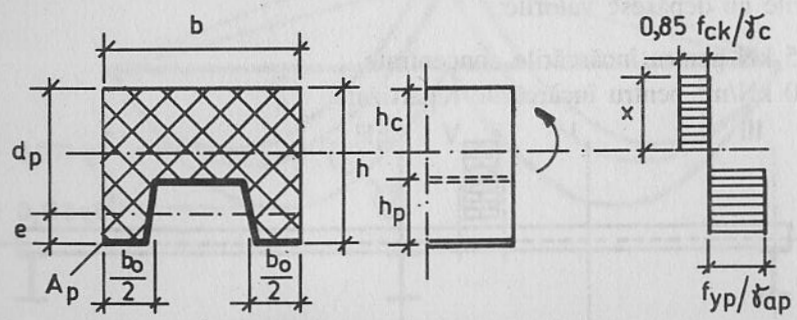


Fig. 18.35. Axa neutra în placa de beton

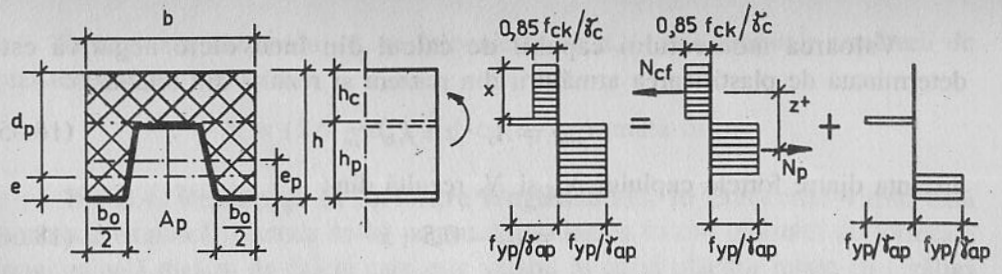


Fig. 18.36. Axa neutră în placa cutată

a$_2$) În cazul încovoierii pozitive dacă axa neutră este situată în placa cutată (fig. 18.36) valoarea momentului capabil de calcul rezultă din relaţia:

$$M_{pRd} = N_{cf} \cdot z + M_{pr} \qquad (18.61)$$

în care:

$$z = h_t - 0{,}05\, h_c - e_p + (e_p - e)\, \frac{N_{cf}}{A_p \cdot f_{yp} / \gamma_{ap}}. \qquad (18.62)$$

M_{pr} – este momentul plastic redus al tablei cutate din relaţia (18.63).

$$M_{pr} = 1{,}25\, M_{pa} \left[1 - \frac{N_{cf}}{A_p \cdot f_{yp} / \gamma_{ap}} \right] \le M_{pa}. \qquad (18.63)$$

unde:

M_{pa} – valoarea de calcul a momentului capabil la încovoiere a secţiunii transversale a plăcii cutate.

$$N_{cf} = h_c \cdot b \cdot 0{,}85\, f_{ck} / \gamma_c \qquad (18.64)$$

distanţele h_t, e şi e_p rezultă din figura 18.37.

18.7.2.2. Încovoiere din moment negativ. Pe reazeme în cazul unei grinzi continui, placa mixtă oţel-beton este asimilată cu o secţiune de beton-armat, aportul plăcii cutate care în acest caz se află în zona comprimată a secţiunii transversale poate fi neglijat.

Diagrama de tensiuni pentru acest caz este ilustrată în fig. 18.37.

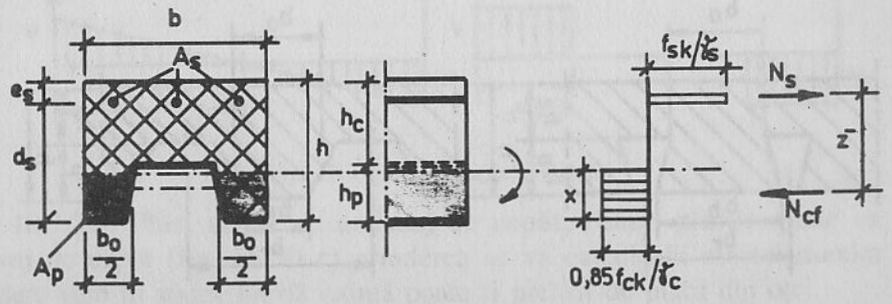


Fig. 18.37. Diagrama de tensiuni

Valoarea momentului capabil de calcul din încovoiere negativă este determinată de plastificarea armăturii din reazem și rezultă din relația:

$$M_{pRd} = A_s \cdot z \cdot f_{sk}/\gamma_c \qquad (18.65)$$

distanța dintre forțele cuplului N_{cf} și N_p rezultă din:

$$z = d_p - 0{,}5 \cdot x \qquad (18.66)$$

și distanța axei neutre reperată față de nivelul superior al plăcii mixte rezultă din condiția $N_{cf} = N_s$

$$N_{cf} = b_c \cdot x \cdot 0{,}85\, f_{ck}/\gamma_c = A_s \cdot f_{sk}/\gamma_s \qquad (18.67)$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{sk}/\gamma_s}{b_c \cdot 0{,}85\, f_{ck}/\gamma_c} \qquad (18.68)$$

în care:

A_s – este aria secțiunii de armături;
f_{sk} – este limita de curgere a oțelului armăturii;
d_s – este înălțimea utilă.
$b_c = \Sigma b_0$ este lățimea zonei comprimate de beton pentru 1,0 m de placă.

18.7.2.3. Forfecare verticală. Rezistența la forfecare. Valoarea efortului capabil de calcul la forfecare V_{vRd} a unei plăci mixte pe o lățime egală cu distanța dintre nervuri rezultă din relația:

$$V_{sd} \le V_{vRd} = b_0 d_p \tau_{Rd} k_v\,(1{,}2 + 40\,\rho) \qquad (18.69)$$

în care:

b_0 – este lățimea medie a nervurii din beton (fig. 18.38)
τ_{Rd} – rezistența de bază la forfecare care se ia egală cu $0{,}25\, f_{ctk}/\gamma_c$
f_{ctk} – egală cu $f_{ctk\ 0{,}05}$ din tabelul 18.3

$$\rho = \frac{A_p}{b_0 d_p} < 0{,}2$$

cu A_p – aria secțiunii eficace a tablei cutate în interiorul lățimii b_0 considerate.

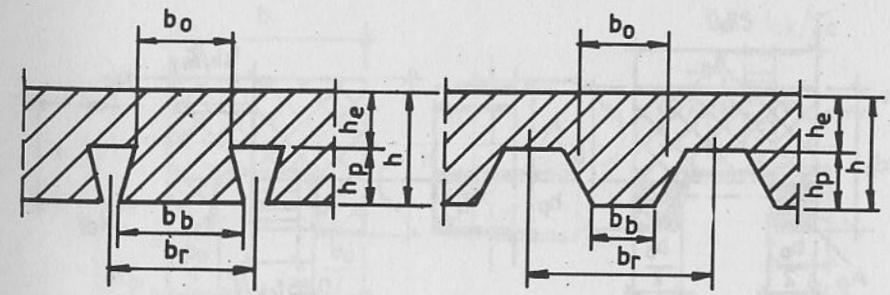


Fig. 18.38. Lățimea medie a nervurii de beton

În regiunea razemului A_p se înlocuiește cu A_s – aria secțiunii armăturii de rezistență și de repartizare.

$$k_v = (1{,}6 - d_p) \ge 1 \text{ cu } d_p \text{ exprimată în m.}$$

18.7.2.4. Rezistența la forfecare longitudinală. În Eurocorde 4 este dată o metodă empirică (Metoda m–k) pentru determinarea valorii efortului de forfecare longitudinală maxim de calcul care este valabil în cazul plăcilor mixte cu legături mecanice (fig. 30 a) sau prin frecare (fig. 30 b) fără ancoraje la extremități.

$$V_{sd} \le V_{lkd} = b d_p \left[m \frac{A_p}{b L_s} + k \right] / \gamma_{vs} \quad [N] \qquad (18.71)$$

în care:

b, d_p, L_s în mm; A_p în mm^2; m și k în N/mm^2 sunt valori de calcul determinate experimental, $\gamma_{vs} = 1{,}25$;

– L_s este lungimea de forfecare diferită după cum urmează:

– $L_s = L/4$ în cazul unei încărcări uniform repartizate pe toată lungimea deschiderii.

Lungimea de forfecare $L/4$ pentru o încărcare uuniform repartizată se obține înlocuind diagrama triunghiulară a variației efortului tangențial cu o diagramă echivalentă, corespunzătoare unei grinzi încărcate cu două forțe concentrate V, egale (fig. 18.39):

– egală cu distanța de la forța concentrată și reazemul cel mai apropiat în cazul încărcării cu două forțe concentrate egale și așezate simetric.

În cazul plăcilor mixte executate continui pe mai multe reazeme se va considera lungimea L_s egală cu lungimea deschiderii de la capăt și L_s egală cu distanța dintre punctele de moment nul în cazul deschiderilor intermediare.

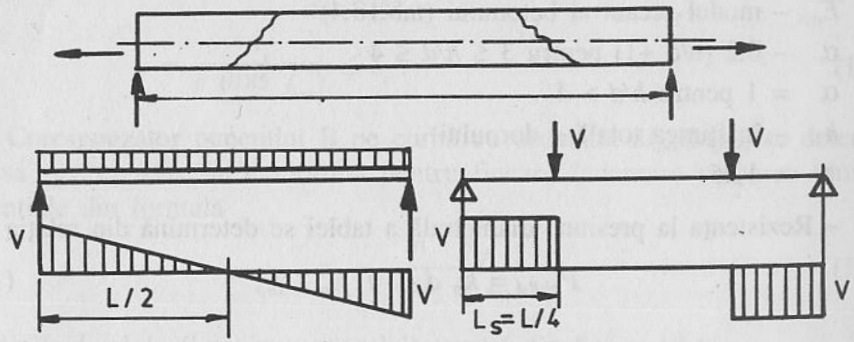


Fig. 18.39. Diagrama echivalentă

18.7.2.5. Plăci mixte cu ancoraj de capăt. Pentru plăcile mixte cu un ancoraj de capăt (fig. 18.30 c) prinderea se va calcula la efortul maxim de întindere care în starea limită ultimă poate fi preluat de placa din oțel.

$$Z = A_p \cdot f_y \qquad (18.72)$$

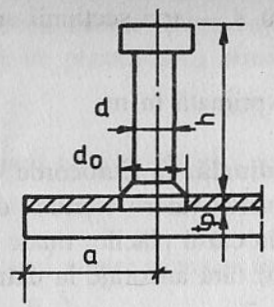


Fig. 18.40. Dorn sudat pe tablă cutată

Efortul care poate fi transmis printr-un dorn sudat (fig. 18.40) prin tabla cutată de grinda de margine se va lua ca cea mai mică valoare dintre:

– rezistența la forfecare și rezistența la presiune diametrală;
– forța transmisă printr-un dorn, determinată din rezistența la forfecare, se determină cu una din următoarele relații:

$$P_{Rd} = 0{,}8\,\frac{\pi d^2}{4}\,f_u/\gamma_v \qquad (18.73)$$

$$P_{Rd} = 0{,}29\,\alpha\,d^2\sqrt{f_{ck}\cdot E_{cm}}/\gamma_v \qquad (18.74)$$

în care:

d – este diametrul dornului, cu $d \le 22$ mm;
f_u – rezistența la rupere a materialului din care este executat dornul dar cu $f_u < 500$ N/mm^2;
f_{ck} – rezistența caracteristică pe cilindru a betonului (tab.18.3);
E_{cm} – modul secant al betonului (tab.18.4)
α – 0,2 [h/d +1] pentru $3 \le h/d \le 4$
α = 1 pentru $h/d > 4$
h – înălțimea totală a dornului
γ_v = 1,25.

– Rezistența la presiune diametrală a tablei se determină din relația:

$$P_{pbRd} = k_\varphi\, d_{d0}\cdot t\cdot f_{yp}\,/\,\gamma_{ap} \qquad (18.75)$$

cu:

$$k_\varphi = 1+\frac{1}{d_{d0}} \le 4{,}0$$

în care:

d_{d0} – este diametrul cordonului de sudură, care se poate lua $d_{d0} = 1{,}1\ d$;
a – distanța dintre axul dornului și marginea tablei fără a depăși însă 2 d_{d0};
t – grosimea tablei.

18.7.2.6. Metoda conexiunii parțiale. În anexa E a normei EC 4 este prezentată metoda conexiunii parțiale ca o alternativă a metodei m-k referitoare la verificarea rezistenței plăcii mixte la forfecare longitudinală.

Metoda se bazează pe determinarea experimentală a diagramei de interacțiune parțială (fig. 18.41) cu dimensiuni și rezistențe măsurate între M/M_{pRm} și $\eta = N_c/N_{cf}$ cu diferența că în ecuația M_{pr} din relația (18.63), N_{cf} este înlocuit prin N_c.

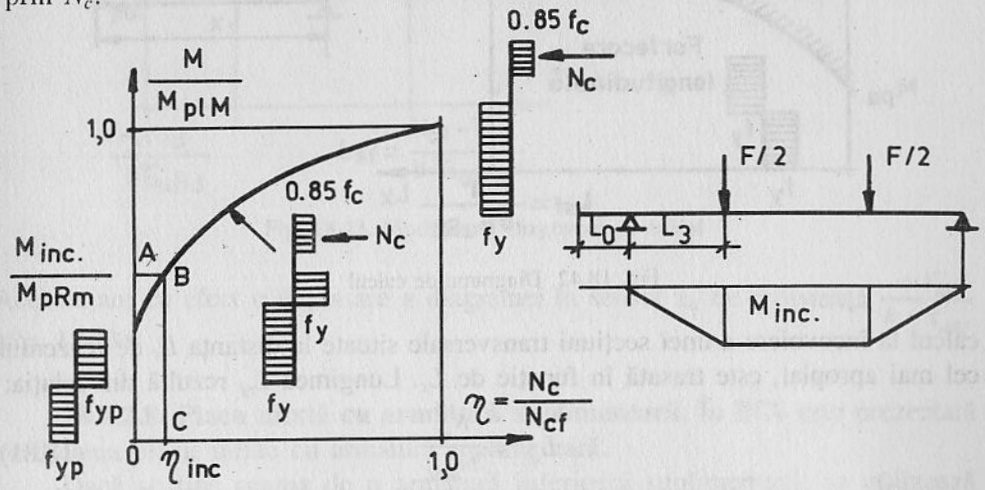


Fig. 18.41. Diagrama de interacțiune

Relațiile de mai jos permit să se calculeze relația dintre M și N_c

$$M = N_c\cdot z + M_{pr} \qquad (18.76)$$

$$z = h_t - 0{,}5\,h_c - e_p + (e_p - e)\,\frac{N_c}{A_p\cdot f_y/\gamma_{ap}} \qquad (18.77)$$

$$x = \frac{N_c}{b\ (0{,}85\ f_{cm})} \le h_c\,. \qquad (18.78)$$

Corespunzător punctului B pe curbă cu ordonata M_{inc}/M_{pRm} se determină abscisa η_{inc} cu care se determină pentru fiecare încercare valoarea tensiunii tangențiale din formula

$$\tau_u = \frac{\eta\cdot N_{cf}}{b\ (L_s + L_0)}\,. \qquad (18.79)$$

Lungimile L_s și L_0 (lungimea consolei) rezultă din figura 18.41

Tensiunea tangențială de calcul se stabilește ca valoare minimă experimentală, redusă cu 10% și împărțită la coeficientul parțial de siguranță γ_r = 1,25

$$\tau_{uRd} = 0{,}9\ \tau_{uRk}\ /\ 1{,}25. \qquad (18.80)$$

Cu tensiunea tangențială de calcul la forfecare τ_{uRd} se determină diagrama de calcul de interacțiune parțială (fig. 18.42). În această diagramă efortul capabil de

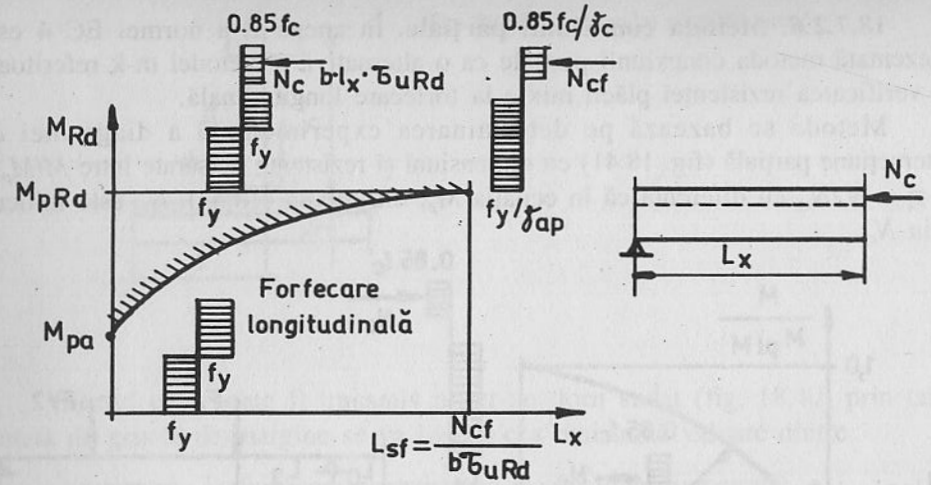


Fig. 18.42. Diagrama de calcul

calcul la încovoiere a unei secţiuni transversale situate la distanţa L_x de reazemul cel mai apropiat, este trasată în funcţie de L_x. Lungimea L_{sf} rezultă din relaţia:

$$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b t_{uRd}} \qquad (18.81)$$

pentru $L_x \geq L_{sf}$, conexiunea este totală deci mărimea hotărâtoare este momentul capabil la încovoiere;

pentru $L_x < L_{sf}$, conexiunea este parţială şi deci mărimea hotărâtoare este momentul capabil la forfecare longitudinală.

18.7.2.7. Verificarea plăcii mixte cu ancoraj de capăt. În EC 4 este prezentată verificarea plăcii mixte cu ancoraj de extremitate, rezistenţa la forfecare longitudinală fiind determinată din relaţia (18.82)

$$V_l = \eta \cdot N_{cf} - \tau_{um} \cdot b \, (L_s + L_o) \qquad (18.82)$$

în care:

– coeficientul η a fost determinat aşa cum s-a arătat în (18.79)

τ_{um} este valoarea medie a tensiunii τ_u determinată experimental pe o placă mixtă fără ancoraj de extremitate.

Valoarea de calcul V_{ld} a rezistenţei caracteristice a ancorajului de extremitate se ia egală cu valoarea minimă experimentală (stabilită pe trei încercări), redusă cu 10% şi împărţită la coeficientul parţial de siguranţă $\gamma_v = 1{,}25$.

Principial verificarea urmează acelaşi procedeu descris în anexa E (EC4) cu diferenţa că pentru determinarea diagramei de interacţiune parţială se ţine seama de influenţa ancorajului de extremitate, modificând N_{cf} din relaţia (18.81), în consecinţă

$$N_c = b \cdot L_x \cdot \tau_{uRd} + V_{ld} \qquad (18.83)$$

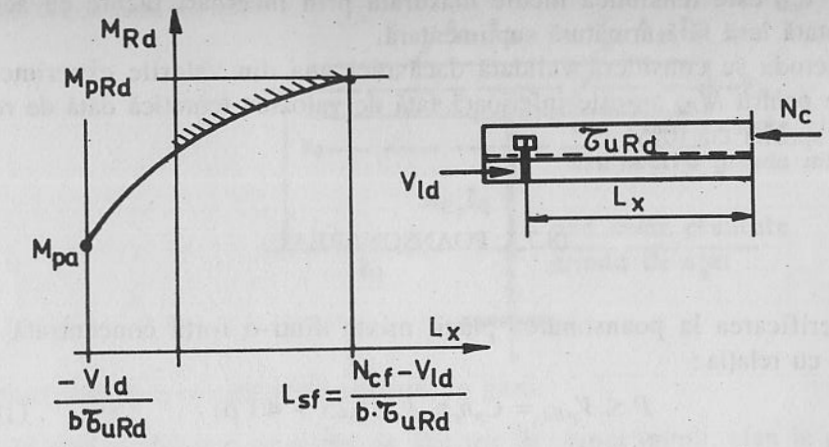


Fig. 18.43. Modificarea diagramei de calcul

Aceasta are ca efect o deplasare a diagramei în sensul L_x cu o distanţă $\frac{-V_{ld}}{b \cdot \tau_{uRd}}$ (fig. 18.43)

18.7.2.8. Placa mixtă cu armătură suplimentară. În EC4 este prezentată verificarea plăcii mixte cu armătură suplimentară.

Dacă se ţine seama de o armătură inferioară suplimentară, se utilizează aceeaşi metodă prezentată în relaţia (18.61). Valoarea momentului capabil de calcul rezultă:

$$M_{Rd} = N_p \cdot z_1 + M_{pr} + N_{as} \cdot z_2 \qquad (18.84)$$

în care:

$$N_p = b L_x \, \tau_{uRd}$$

$$N_{as} = A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s$$

$$z_2 = d_s - 0{,}5\, x$$

$$z_1 = h_t - 0{,}5\, x - e_p + (e_p - e) \frac{N_p}{A_p \cdot f_{yp}/\gamma_{ap}}$$

$$x = \frac{N_p + N_{as}}{b \cdot 0{,}85\, f_{ck}/\gamma_c}$$

$$M_{pr} = 1{,}25\, M_{pa} \left(1 - \frac{N_p}{A_p \cdot f_{yp}/\gamma_{ap}}\right) \text{ dar cu condiţia } \leq M_{pa}$$

A_s este aria armăturii inferioare pe lăţimea b.

Valabilitatea metodei de verificare a conexiunii parţiale a plăcii mixte cu armătură inferioară suplimentară trebuie făcută prin trei încercări complementare.

Pentru fiecare încercare se calculează valoarea momentului maxim din (18.84) utilizând:

– dimensiunile şi rezistenţele măsurate

– $N_p = b\,(L_s - L_0)\, \tau_{uM}$

în care τ_{uM} este tensiunea medie măsurată prin încercări făcute cu aceeași tablă-cutată însă fără armătură suplimentară.

Metoda se consideră validată dacă nici una din valorile experimentale obținute pentru M_{Rd} nu este inferioară față de valoarea teoretică dată de relația (18.84) sporită cu 10%.

18.7.3. POANSONAREA

Verificarea la poansonarea plăcii mixte dintr-o forță concentrată P se verifică cu relația:

$$P \leq V_{pRd} = C_p h_c \tau_{Rd} k_v (1{,}25 + 40\ \rho) \qquad (18.85)$$

în care:

C_p este perimetrul critic determinat conform indicațiilor din figura 18.44.

τ_{Rd}, k_v și ρ sunt valorile date în 18.7.2.3.

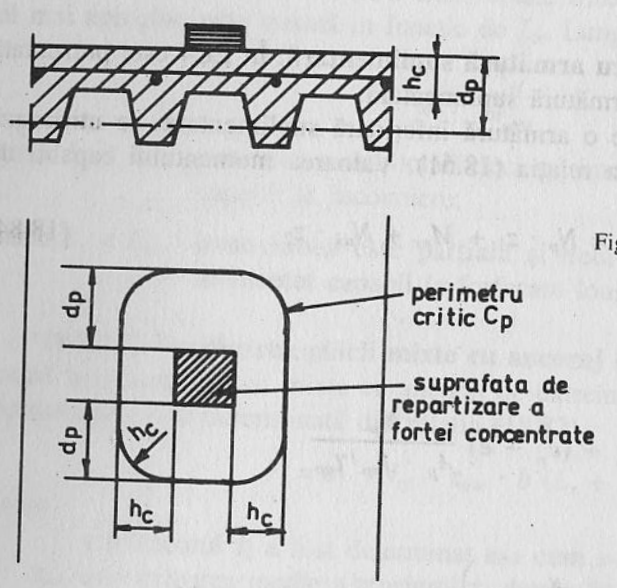


Fig. 18.44. Poansonarea plăcii mixte oțel-beton

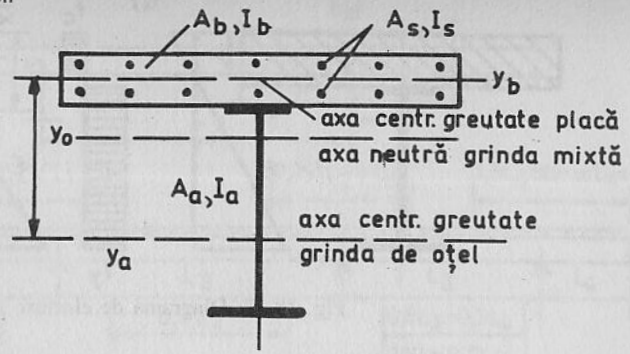
18.8. GRINZI MIXTE OȚEL-BETON

18.8.1. GENERALITĂȚI

Grinzile mixte oțel-beton sunt elemente de construcții care în principal sunt licitate la încovoiere sau la încovoiere și forfecare. [18.12], [18.13] [18.14].

În figura 18.45 este arătată o secțiune transversală a unei grinzi mixte.

Fig. 18.45. Grinda mixtă oțel-beton



Sunt acceptate următoarele condiții de bază:

- Grinzile metalice au o axă de simetrie în planul inimii, plan în care se produce încovoierea grinzii.
- Determinarea valorii momentului capabil de calcul se poate face printr-un calcul plastic numai dacă secțiunea mixtă eficace este încadrată în clasa 1 sau clasa 2.
- Elementul metalic este solicitat la întindere sau la compresiune la o tensiune egală cu f_y / γ_a.
- Secțiunile de armătură longitudinală, bine ancorate, din zona întinsă, pot fi solicitate la o tensiune egală f_{sk} / γ_s, secțiunile din zona comprimată pot fi neglijate. Este de asemenea neglijată tabla cutată situată în zona comprimată. Tabla cutată situată în zona întinsă atunci când nervurile sunt paralele cu grinda din oțel și îmbinările dintre table asigură transmiterea eforturilor, poate fi solicitată la o tensiune egală cu f_{yp} / γ_{ap}.
- Secțiunile din beton din zona comprimată rezistă la o tensiune egală cu $0{,}85\ f_{ck} / \gamma_c$ constantă pe toată înălțimea situată între axa neutră și fibra cea mai solicitată.

În figura 18.46 sunt marcate secțiunile care trebuie verificate la o grindă mixtă.

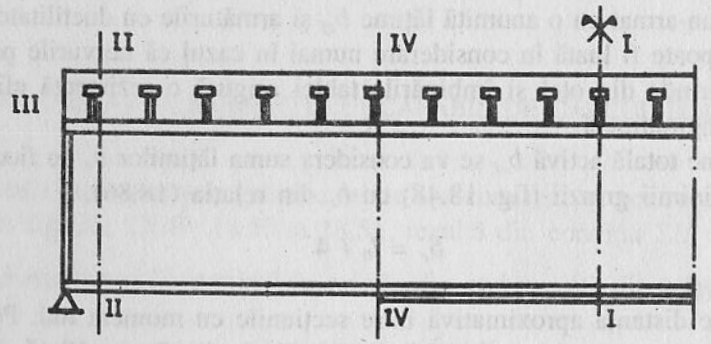


Fig. 18.46. Secțiunile critice la o grindă mixtă oțel-beton

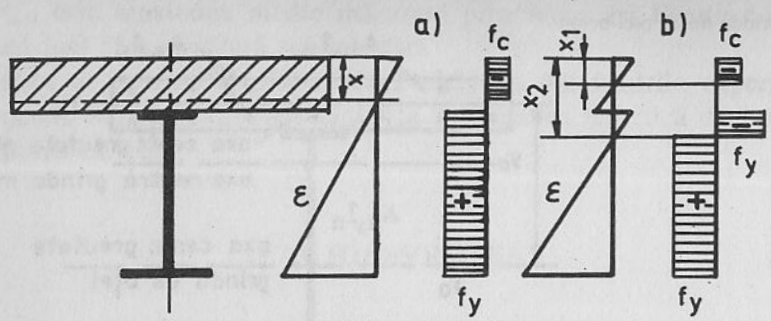


Fig. 18.47. Diagrama de eforturi

Secţiunea I–I. Capacitatea grinzii la solicitări din încovoiere:

- printr-o conexiune completă se asigură introducerea în beton a efortului normal N necesar realizării momentului plastic M_{pl}. În figura 18.47 a este arătată diagrama de eforturi pentru acest caz;
- printr-o conexiune parţială efortul axial N introdus în beton prin suma eforturilor din conectori este insuficient pentru atingerea valorii momentului plastic. În figura 18. 47 b este arătată diagrama de plastificare a secţiunii cu două axe neutre.

Secţiunea II–II. Capacitatea grinzi mixte la solicitări de forfecare.

Secţiunea III–III. Suma eforturilor din conectori permite determinarea efortului normal N introdus în beton pentru calculul capacităţii de rezistenţă la încovoiere (secţiunea I–I sau IV–IV) cu conexiune completă sau parţială. În cazul unei variaţii a secţiunii, la capătul platbenzii suplimentare trebuie determinată capacitatea de rezistenţă a secţiunii mai slabe cu luarea în considerare a influenţei forţei tăietoare T (interacţiunea $M - T$). Sunt valabile consideraţiile de la secţiunea I–I (conexiune completă sau parţială).

18.8.2. SECŢIUNEA EFICACE A GRINZII MIXTE OŢEL-BETON

În secţiunea eficace a grinzii mixte, în afară de grinda metalică intervine placa din beton-armat cu o anumită lăţime b_{ef} şi armăturile cu ductilitate ridicată. Placa cutată poate fi luată în considerare numai în cazul că nervurile plăcii sunt paralele cu grinda din oţel şi îmbinările tablei asigură o rezistenţă eficientă la forfecarea longitudinală.

Ca lăţime totală activă b_{ef} se va considera suma lăţimilor b_e de fiecare parte a mijlocului inimii grinzii (fig. 18.48) cu b_e din relaţia (18.86).

$$b_e = l_0 / 4 \qquad (18.86)$$

în care:

l_0 – este distanţa aproximativă între secţiunile cu moment nul. Pentru grinda continuă sunt valabile lungimile l_0 din figura 18.45. Pentru grinda simplu rezemată $l_0 = l$.

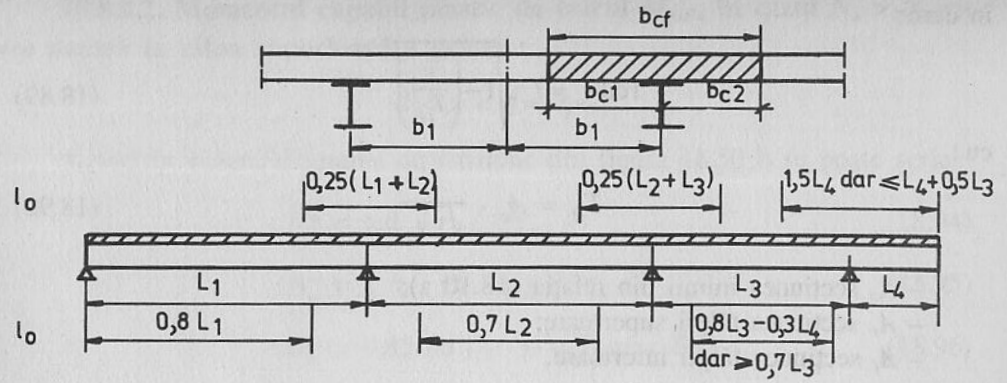


Fig. 18.48. Lăţimea activă a tălpii

Pentru secţiuni solicitate la moment pozitiv se vor lua valorile din câmp trecute în figură sub grindă.

Pentru secţiunile solicitate la moment negativ se vor lua valorile trecute deasupra reazemelor.

18.8.3. RIGIDITATEA LA ÎNCOVOIERE

Proprietăţile elastice ale secţiunii transversale mixte sunt exprimate printr-o secţiune echivalentă din oţel, împărţind aportul părţii din beton cu coeficientul de echivalenţă $n = \frac{0{,}85\, f_{ck}}{f_y} \frac{\gamma_M}{\gamma_c}$.

Rigiditatea la încovoiere a secţiunii transversale mixte va fi $E_a I_1$ pentru o secţiune nefisurată şi $E_a I_2$ pentru o secţiune de beton fisurat. E_a este modulul de elasticitate al oţelului, I_1 momentul de inerţie la încovoiere al secţiunii eficace omogenizată în raport cu oţelul considerând betonul din zona solicitată la întindere nefisurat şi I_2 cu beton fisurat.

18.8.4. VALOAREA MOMENTULUI CAPABIL DE CALCUL PLASTIC M_{plRd}

Poziţia axei neutre la grinzile mixte aşa cum rezultă pentru cele trei cazuri arătate în figurile 18.49, 18.50 şi 18.51, rezultă din condiţia $\Sigma H = 0$.

a) Forţa normală maximă în grinda din oţel rezultă din relaţia:

$$N_a = \text{red}\, A_a \cdot f_{ya} / \gamma_a \qquad (18.87)$$

$$\text{red}\, A_a = \text{red}\, t_w \cdot h_w + A_s + A_i \qquad (18.88)$$

în care:

$$\text{red } t_w = t_w \sqrt{1-\left(\frac{T}{T_{pl}}\right)^2} \tag{18.89}$$

cu:

$$T_{pl} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}\,\gamma_a} \tag{18.90}$$

– A_v secțiunea inimii din relația (18.10 a);
– A_s secțiunea tălpii superioare;
– A_i secțiunea tălpii inferioare.

b) Forța normală maximă în placa din beton în cazul conexiunii complete:

$$N_b = b \cdot d \cdot 0{,}85\, f_{ck}/\,\gamma_c \tag{18.91}$$

și în cazul conexiunii parțiale:

$$N_b = \max \Sigma D_s \tag{18.91 a}$$

în care D_s este rezistența la forfecare a unui dorn care asigură conlucrarea dintre cele două materiale oțel-beton:

$N_a < N_b$ axa neutră în beton;
$N_a = N_b$ axa neutră la interfața oțel-beton;
$N_a > N_b$ axa neutră în grinda din oțel.

18.8.4.1. Momentul capabil plastic de calcul. M_{plRd} în cazul $N_a < N_b$, $(x < d)$ (fig. 18.49).

Din condiția $H = 0$ rezultă

$$\text{red } A_a f_y\,/\,\gamma_a = x \cdot b \cdot 0{,}85\, f_{ck}/\,\gamma_c \tag{18.91 b}$$

$$x = \frac{\text{red } A_a \cdot f_y/\gamma_a}{b \cdot 0{,}85\, f_{ck}/\gamma_c} \tag{18.92}$$

$$M_{plTRd} = \text{red } A_a \cdot f_y \left(z_a - \frac{x}{2}\right)/\gamma_a . \tag{18.93}$$

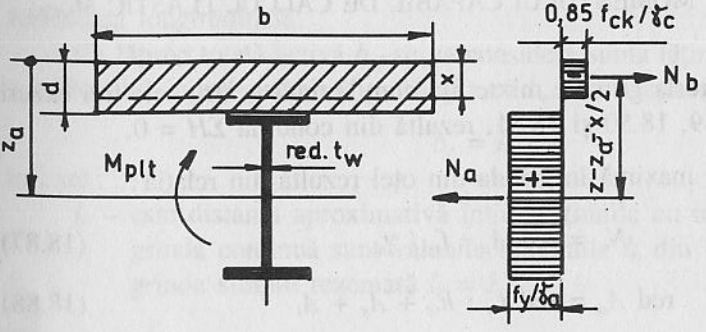


Fig. 18.49. Moment plastic capabil de calcul

18.8.4.2. Momentul capabil plastic de calcul M_{plRd} în cazul $N_a > N_b$ cu axa neutră în talpa superioară a grinzii:

$$d < x < d + t_f$$

Având în vedere diagrama de tensiune din figura 18.50 b se poate scrie:

$$N_a^+ = \text{red } A_a \cdot f_y/\,\gamma_a \tag{18.94}$$

$$N_a^- = 2\, b_f \cdot (x - d)\, f_y/\,\gamma_a \tag{18.95}$$

$$N_b^- = 0{,}85\, bd\, f_{ck}/\,\gamma_c = \Sigma \max D \tag{18.96}$$

dacă $0{,}85\, bd\, f_{ck}/\,\gamma_c > \Sigma \max D$ pentru N_b^- trebuie luată valoarea mai mică deci $\Sigma \max D$

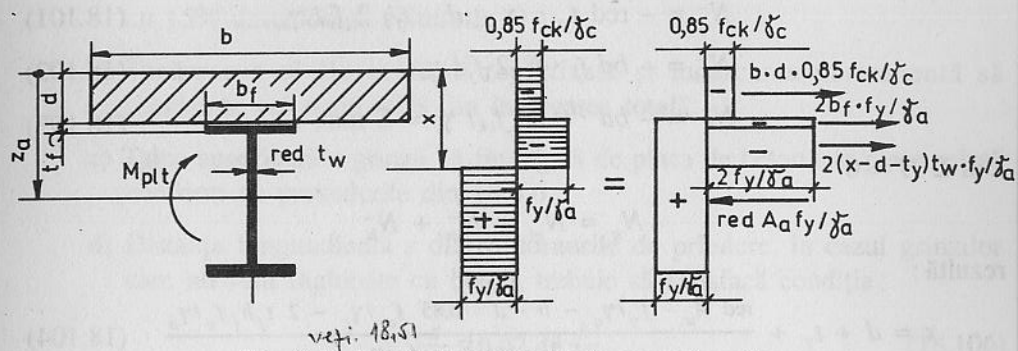


Fig. 18.50. Diagrama de tensiuni din moment pozitiv

Din ecuația de echilibru $\Sigma H = 0$ rezultă

$$\text{red } A_a f_y\,/\,\gamma_a = 2\, b_f \cdot (x - d)\, f_y/\,\gamma_a + 0{,}85\, bd\, f_{ck}/\,\gamma_c \tag{18.97}$$

din care rezultă:

$$x = d + \frac{\text{red } A \cdot f_y/\gamma_a - 0{,}85 \cdot bd\, f_{ck}/\gamma_c}{2b_f \cdot f_y/\gamma_a} \tag{18.98}$$

și momentul plastic de calcul:

$$M_{plTRd} = \left[\text{red } A_a \left(z_a - \frac{d}{2}\right) - 2\, b_f\, (x-d)\,\frac{x}{2}\right] f_y/\gamma_a . \tag{18.99}$$

18.8.4.3. Momentul capabil plastic de calcul. M_{plTRd} în cazul $N_a > N_b$ cu axa neutră în inima grinzii (fig. 18.51) adică:

$$x > d + t_f$$

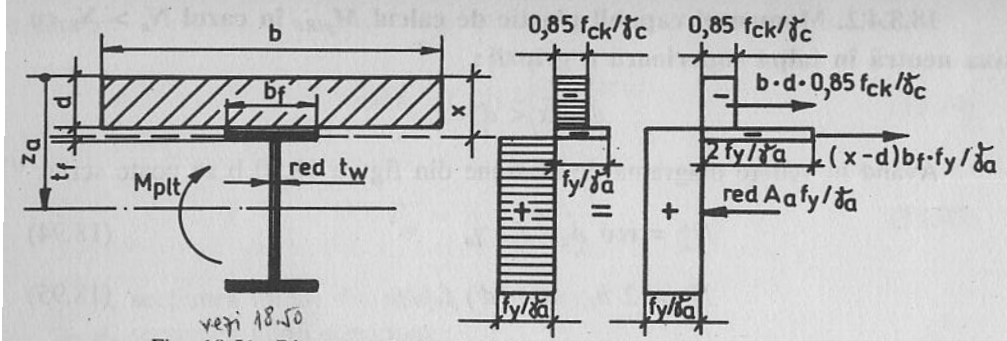


Fig. 18.51. Diagrama de tensiuni din moment pozitiv.

Având în vedere diagrama de tensiuni din fig. 18.51 se poate scrie:

$$N_a^+ = + \text{ red } A_a \cdot f_y / \gamma_a \tag{18.100}$$

$$N_{ai}^- = - \text{ red } t_w \cdot (x - d - t_f)\, 2\, f_y / \gamma_a \tag{18.101}$$

$$N_{at}^- = - bd\, t_f \cdot b_f\, 2\, f_y / \gamma_a \tag{18.102}$$

$$N_b^- = - bd \cdot 0{,}85\, f_{ck} / \gamma_c = \Sigma \max D \tag{18.103}$$

Din $\Sigma H = 0$

$$N_a = N_{ai}^- + N_{at}^- + N_b^-$$

rezultă:

$$x = d + t_f + \frac{\text{red } A_a \cdot f_y/\gamma_a - b \cdot d \cdot 0{,}85\, f_{ck}/\gamma_c - 2\, t_f b_f f_y/\gamma_a}{2 \cdot \text{red } t_w \cdot f_y/\gamma_a} \tag{18.104}$$

și momentul plastic de calcul:

$$M_{plTRd} = \text{red } A \left(z_a - \frac{d}{2}\right) f_y/\gamma_a - t_f \cdot b_f\, (d + t_f)\, f_y/\gamma_a -$$

$$- \text{red } t_w\, (x - d - t_f)\, (x + t_f)\, f_y/\gamma_a \tag{18.105}$$

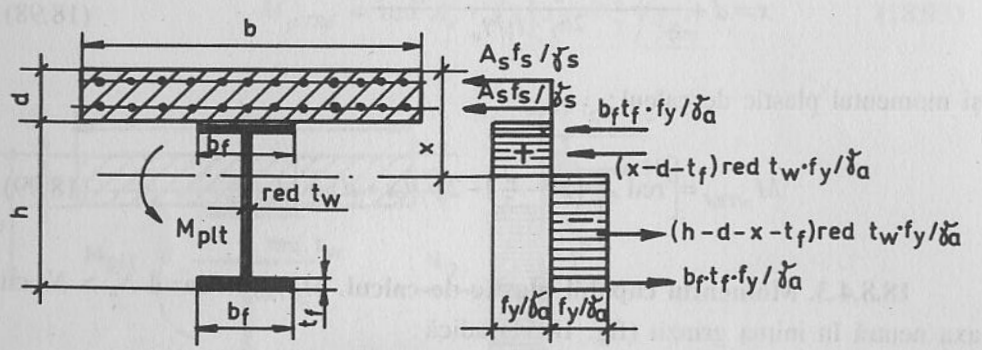


Fig. 18.52. Placa de beton în zona întinsă

18.8.4.4. Momentul capabil plastic de calcul în cazul unui moment negativ cu placa de beton în zona întinsă. În acest caz momentul plastic se calculează ca pentru o secțiune metalică, formată din armăturile de la cele două nivele din placa de beton și o parte din secțiunea grinzii în zona solicitată la întindere și restul secțiunii grinzii în zona comprimată (fig. 18. 52).

18.8.4.5. Stabilitatea prin deversare laterală. Stabilitatea prin deversare laterală a unei grinzi mixte oțel-beton se consideră asigurată dacă lățimea plăcii mixte sau a plăcii de beton-armat, din compunerea grinzii mixte, depășește înălțimea grinziii din oțel.

În EUROCODE 4 la punctul 4.6.2 sunt prezentate condiții pentru ca verificarea stabilității să fie făcută fără un calcul direct.

a) Diferența între deschiderile a două travei alăturate să nu depășească 20% din deschiderea mai mică. Deschiderea unei console să nu depășească cu 15% deschiderea alăturată.

b) Încărcarea să fie uniform repartizată și încărcarea permanentă să reprezinte cel puțin 40% din încărcarea totală.

c) Talpa superioară a grinzii să fie legată de placa de beton sau placa mixtă conform cu prevederile din 18.8.6.

d) Distanța longitudinală s dintre dornurile de prindere, în cazul grinzilor care nu sunt înglobate cu beton, trebuie să satisfacă condiția:

$$\frac{s}{b_f} \le 0{,}02\, d^2\, \frac{h}{t_w^3} \tag{18.106}$$

în care:

d – este diametrul dornului;

b, h și t_w sunt specificate în figura 18.53.

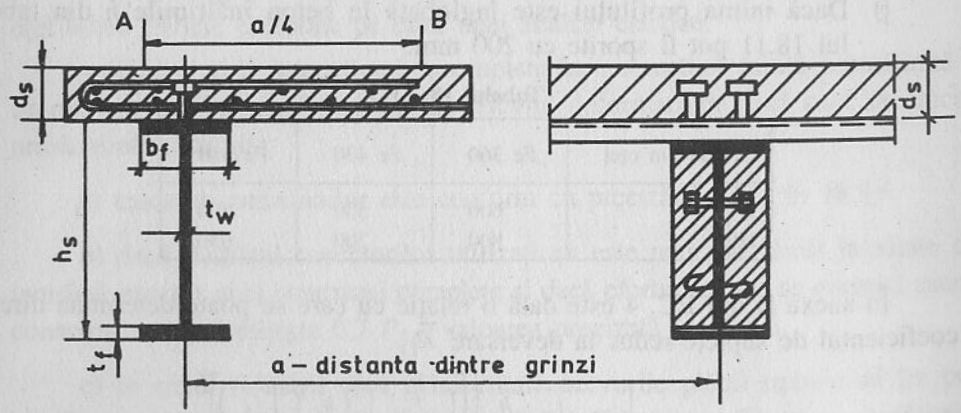


Fig. 18.53. Stabilitatea la deversare laterală

e) Pe reazeme pe grinda de margine armătura din placa de beton trebuie să fie ridicată și ancorată pe o lungime AB egală cu $a/4$. Secțiunea de armătură, pentru un moment capabil transversal, negativ pe unitatea de lungime a grinzii, să nu fie mai mic decât $0{,}25\ t_w f_y / \gamma_a$.

f) Pe reazeme talpa inferioară a grinzii este fixată și inima grinzii rigidizată.

g) Rigiditatea la încovoiere a plăcii din beton-armat sau a dalei mixte să satisfacă condiția:

$$E_{cm} \cdot I_{c2} \geq 0{,}35\ E_a t_w \frac{a}{h} \qquad (18.107)$$

în care $E_{cm}\ I_{c2}$ reprezintă rigiditatea medie la încovoiere a plăcii pe unitatea de lățime la mijlocul deschiderii și în dreptul grinzii din oțel, neglijând betonul din zona solicitată la întindere și incluzând ariile omogenizate de armătură și tabla profilată, participante la valoarea momentului capabil M_{PRd}, în care valoarea modulului de elasticitate al betonului este precizată în tabelul 18.4 și dimensiunile t_w, a și b în figura 18.53.

h) Grinda din oțel este un profil laminat de tipul dublu T cu $A_w / A_a \leq 0{,}45$ și care satisface condiția:

$$\left(\frac{h_s}{t_w}\right)^3 \frac{t_f}{b_f} \leq 10^4 \cdot \varepsilon^4$$

în care:

$$A_w = h_s \cdot t_w \quad \text{și} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}.$$

h_s, t_w și t_f sunt date în figura 18.53.

i) Dacă grinda nu are inima înglobată în beton, înălțimea h este limitată în funcție de calitatea oțelului (tabelul 18.11).

j) Dacă inima profilului este înglobată în beton înălțimile h din tabelul 18.11 pot fi sporite cu 200 mm.

Tabelul 18. 11

Grinda din oțel	Fe 360	Fe 430	Fe 510
IPE	600	550	400
HE	800	700	650

În anexa B din EC. 4 este dată o relație cu care se poate determina direct coeficientul de suplețe redus la deversare $\overline{\lambda}_{LT}$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = 5{,}0\left[1 + \frac{t_w \cdot h_s}{4 b_f t_f}\right]\left[\left(\frac{f_y}{E_a C_4}\right)^2 \left(\frac{h_s}{t_w}\right)^3 \left(\frac{t_f}{b_f}\right)\right]^{1/4}$$

în care factorul C_4 are valori în funcție de aliura diagramei de momente. De exemplu $C_4 = 6{,}2$ în cazul unei diagrame cu M_{const}, $C_4 = 11{,}1$, în cazul unei diagrame bitriunghiulare.

În funcție de $\overline{\lambda}_{LT}$ se determină coeficientul de reducere la deversare χ_{LT} care se ia după curba a pentru grinzi laminate și după curba c pentru grinzi sudate.

Pentru grinzile clasa 1 și 2 verificarea se face cu condiția:

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot M_{plRd} \frac{\gamma_a}{\gamma_{Rd}} \quad \text{cu} \quad \gamma_{Rd} = 1{,}1. \qquad (18.108)$$

18.8.5. VERIFICAREA ÎN STADIUL LIMITĂ DE SERVICIU

În cadrul stadiului limită de seviciu trebuie făcute următoarele verificări:

– verificarea deformațiilor;
– controlul fisurării betonului.

De efectul fluajului se poate ține seama prin coeficineții de echivalență așa cum este precizat în 18.3.1.

18.8.5.1. Verificarea deformațiilor. În EC. 4 în legătură cu verificarea deformațiilor sunt făcute următoarele precizări:

– Pentru clădiri determinarea deformațiilor este suficient să se facă din combinația de încărcări rare;

– Pentru planșee și acoperișuri deformațiile sunt limitate conform indicațiilor date în tabelul 7.1.;

– Deformațiile datorate efectului încărcărilor aplicate elementului mixt oțel-beton trebuie calculate pe baza unei analize elastice;

– Efectul unei interacțiuni incomplete la o structură mixtă nesprijinită în timpul execuției poate fi neglijat în calculul deformațiilor dacă sunt satisfăcute următoarele condiții:

a) calculul conexiunilor este conform cu precizările date în 18.8.6.

b) dacă numărul conectorilor utilizați nu este mai mic decât jumătate din numărul necesar unei conexiuni complete și dacă eforturile care se exercită asupra conectorilor nu depășește $0{,}7\ P_{RK}$, valoarea precizată în 18.8.6.

c) în cazul folosirii unei plăci cutate nervurile plăcii trebuie să fie perpendiculare pe axul longitudinal al grinzii și înălțimea cutelor să nu depășească 80 mm.

Dacă condițiile de mai sus nu sunt îndeplinite și $N / N_f \geq 0{,}4$, creșterea săgeții datorită interacțiunii incomplete poate fi derminată prin una din următoarele relații pentru structuri sprijinite în timpul execuției:

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0{,}5\left[1 - \frac{N}{N_f}\right]\left[\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1\right] \qquad (18.109)$$

pentru structuri sprijinite

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0{,}3\left[1 - \frac{N}{N_f}\right]\left[\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1\right] \qquad (18.110)$$

Pentru luarea în considerare a fisurării betonului în zonele cu moment de încovoiere negativ se poate aplica una din următoarele metode:

a) Se determină valoarea momentului negativ pe fiecare reazem intermediar și se calculează tensiunea de întindere în fibra extremă σ_{ct} cu ajutorul rigidității la încoviere $E_a I_1$. Pentru fiecare reazem la care tensiunea σ_{ct} depășește $0{,}15\, f_{ck}$ se reduce rigiditatea grinzii la valoarea $E_a I_2$ pe o lungime egală cu $0{,}15\, l$ pe o parte și alta a reazemului. Se obține astfel o nouă repartizare a momentelor încovoietoare și se procedează la o nouă analiză a deformațiilor. Mărimile $E_a I_1$ și $E_a I_2$ au fost definite în (18.8.3)

b) Pentru grinzile ale căror secțiuni critice sunt în clasele 1, 2 sau 3 poate fi folosite și următoarea metodă.

La nivelul fiecărui reazem la care tensiunea σ_{ct} depășește valoarea $0{,}15\, f_{ck}$ momentul de încovoiere se înmulțește cu un factor subunitar f_1 a cărui valoare rezultă din diagrama din figura 18.54, fiind modificate valorile momentelor din deschiderile alăturate. Curba A din diagramă poate fi utilizată, în cazul că toate

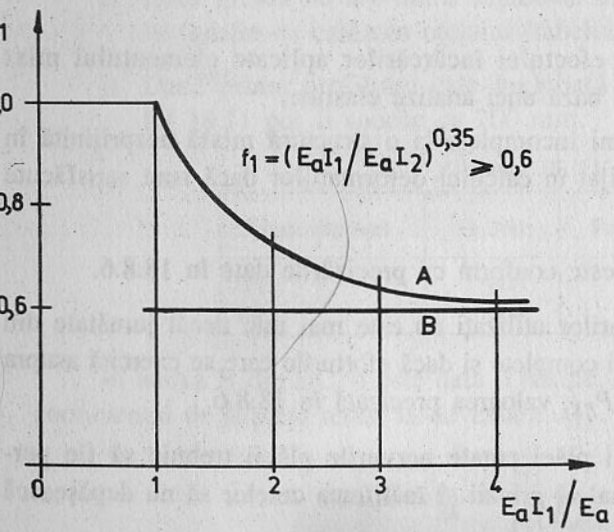


Fig. 18.54. Diagrama factorului f_1

deschiderile sunt egale sau nu diferă cu mai mult cu 25%. În celelalte cazuri se va folosi curba B cu $f_2 = 0{,}6$.

Pentru grinzile nesprijinite în timpul execuției se poate ține seama de influența plastificării locale în dreptul reazemelor înmulțind momentul negativ de încovoiere determinat cu metoda de la punctul (b) cu un coeficient subunitar care se va lua:

- $f_2 = 0{,}5$ dacă limita de curgere f_y este atinsă înainte de întărirea betonului;
- $f_2 = 0{,}7$ dacă limita de curgere f_y este atinsă ca urmare a încărcării care acționează după întărirea betonului.

În cazul grinzilor simplu rezemate se va ține seama de efectul contracției betonului asupra deformațiilor dacă raportul dintre deschiderea și înălțimea totală a grinzii mixte depășește 20 și dacă deformația din contracția liberă a betonului este superioară valorii 400×10^{-6}.

18.8.5.2. Controlul fisurări betonului. În zona betonului solicitată la întindere, eventualele fisuri sunt acoperite de tabla cutată. Numai în cazul când grinda planșeului este executată ca grindă continuă, așa cum s-a spus nu este recomandabil, trebuie verificată deschiderea fisurilor în regiunea reazemelor conform EC 2.

Dacă grinzile planșelului sunt executate ca structuri simplu rezemate, așa cum s-a arătat în paragraful 18.7.2, este admis ca placa planșeului să fie calculată ca o serie de grinzi simplu rezemate, deși ea este continuă pe riglele cadrelor transversale pe care grinzile planșeului se reazemă. Pentru limitarea fisurilor din această zonă se recomandă o armare cu $\rho = A_s / bh_c = 0{,}4\%$ în cazul dalelor sprijinite la execuție și 0,2% în cazul dalelor nesprijinite.

18.8.6. LEGĂTURILE LONGITUDINALE DINTRE PLACA DE BETON ȘI GRINDA DIN OȚEL

18.8.6.1. Generalități. Efortul de forfecare longitudinal dintre placă și grindă în stadiul limită ultim, este preluat de conectorii și armăturile transversale dispuse pe toată lungimea grinzii. Efectul de aderență dintre cele două elemente fiind neglijat.

Numărul conectorilor se obține din împărțirea efortului de forfecare longitudinal V_l determinat conform 18.8.6.4 la efortul capabil al unui conector P_{Rd} determinat din relațiile (18.123) și (18.124).

Dacă secțiunile transversale de calcul sunt din clasele 1 și 2 și dacă încărcarea de calcul este inferioară celei care ar putea fi preluată de un element structural cu conexiune completă, poate fi utilizată o conexiune parțială. În acest caz numărul conectorilor va fi determinat conform 18.8.6.

Dacă condițiile de mai sus nu sunt îndeplinite și $N / N_f \geq 0{,}4$, creșterea săgeții datorită interacțiunii incomplete poate fi derminată prin una din următoarele relații pentru structuri sprijinite în timpul execuției:

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0{,}5\left[1 - \frac{N}{N_f}\right]\left[\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1\right] \qquad (18.109)$$

pentru structuri sprijinite

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + 0{,}3\left[1 - \frac{N}{N_f}\right]\left[\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1\right] \qquad (18.110)$$

Pentru luarea în considerare a fisurării betonului în zonele cu moment de încovoiere negativ se poate aplica una din următoarele metode:

a) Se determină valoarea momentului negativ pe fiecare reazem intermediar și se calculează tensiunea de întindere în fibra extremă σ_{ct} cu ajutorul rigidității la încoviere E_aI_1. Pentru fiecare reazem la care tensiunea σ_{ct} depășește $0{,}15\, f_{ck}$ se reduce rigiditatea grinzii la valoarea E_aI_2 pe o lungime egală cu $0{,}15\, l$ pe o parte și alta a reazemului. Se obține astfel o nouă repartizare a momentelor încovoietoare și se procedează la o nouă analiză a deformațiilor. Mărimile E_aI_1 și E_aI_2 au fost definite în (18.8.3)

b) Pentru grinzile ale căror secțiuni critice sunt în clasele 1, 2 sau 3 poate fi folosite și următoarea metodă.

La nivelul fiecărui reazem la care tensiunea σ_{ct} depășește valoarea $0{,}15\, f_{ck}$ momentul de încovoiere se înmulțește cu un factor subunitar f_1 a cărui valoare rezultă din diagrama din figura 18.54, fiind modificate valorile momentelor din deschiderile alăturate. Curba A din diagramă poate fi utilizată, în cazul că toate

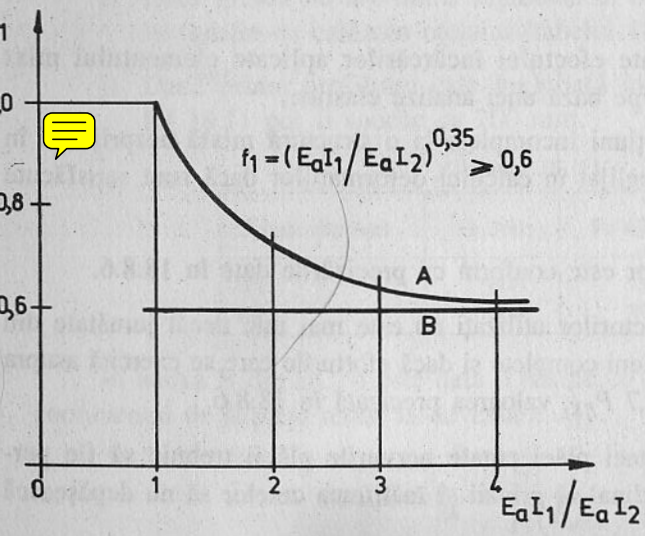


Fig. 18.54. Diagrama factorului f_1

deschiderile sunt egale sau nu diferă cu mai mult cu 25%. În celelalte cazuri se va folosi curba B cu $f_2 = 0{,}6$.

Pentru grinzile nesprijinite în timpul execuției se poate ține seama de influența plastificării locale în dreptul reazemelor înmulțind momentul negativ de încovoiere determinat cu metoda de la punctul (b) cu un coeficient subunitar care se va lua:

- $f_2 = 0{,}5$ dacă limita de curgere f_y este atinsă înainte de întărirea betonului;
- $f_2 = 0{,}7$ dacă limita de curgere f_y este atinsă ca urmare a încărcării care acționează după întărirea betonului.

În cazul grinzilor simplu rezemate se va ține seama de efectul contracției betonului asupra deformațiilor dacă raportul dintre deschiderea și înălțimea totală a grinzii mixte depășește 20 și dacă deformația din contracția liberă a betonului este superioară valorii 400×10^{-6}.

18.8.5.2. Controlul fisurări betonului. În zona betonului solicitată la întindere, eventualele fisuri sunt acoperite de tabla cutată. Numai în cazul când grinda planșeului este executată ca grindă continuă, așa cum s-a spus nu este recomandabil, trebuie verificată deschiderea fisurilor în regiunea reazemelor conform EC 2.

Dacă grinzile planșelului sunt executate ca structuri simplu rezemate, așa cum s-a arătat în paragraful 18.7.2, este admis ca placa planșeului să fie calculată ca o serie de grinzi simplu rezemate, deși ea este continuă pe riglele cadrelor transversale pe care grinzile planșeului se reazemă. Pentru limitarea fisurilor din această zonă se recomandă o armare cu $\rho = A_s / bh_c = 0{,}4\%$ în cazul dalelor sprijinite la execuție și 0,2% în cazul dalelor nesprijinite.

18.8.6. LEGĂTURILE LONGITUDINALE DINTRE PLACA DE BETON ȘI GRINDA DIN OȚEL

18.8.6.1. Generalități. Efortul de forfecare longitudinal dintre placă și grindă în stadiul limită ultim, este preluat de conectorii și armăturile transversale dispuse pe toată lungimea grinzii. Efectul de aderență dintre cele două elemente fiind neglijat.

Numărul conectorilor se obține din împărțirea efortului de forfecare longitudinal V_l determinat conform 18.8.6.4 la efortul capabil al unui conector P_{Rd} determinat din relațiile (18.123) și (18.124).

Dacă secțiunile transversale de calcul sunt din clasele 1 și 2 și dacă încărcarea de calcul este inferioară celei care ar putea fi preluată de un element structural cu conexiune completă, poate fi utilizată o conexiune parțială. În acest caz numărul conectorilor va fi determinat conform 18.8.6.

Se consideră că ridicarea dalei de pe grindă este împiedicată dacă conectorii rezistă la un efort de întindere perpendicular pe talpa grinzii egal cu 0,1 din efortul capabil de calcul la forfecare al unui conector. Conectorii executați dintr-un dorm cu cap, au o rezistență suficientă la ridicarea plăcii și trebuie verificați numai în cazul că conexiunea este solicitată la o forță de întindere aplicată direct.

18.8.6.2. Capacitatea de deformabilitate a conectorilor. Conectorii se caracterizează prin capacitatea de rezistență și deformabilitate.

Conectorii cu deformabilitatea redusă până la rupere sunt conectori rigizi (curba a în figura 18.55) iar cei cu deformabilitate mare la nivele superioare ale încărcării (curba *b*) sunt conectori flexibili, capabili să transfere, prin deformații plastice, forțele de lunecare în porțiuni ale conexiunii mai puțin solicitate conducând la o uniformizare a eforturilor din conectori.

Conectorii executați dintr-un dorn cu cap, sudați pe talpa grinzii cu lungime de cel puțin 4 ori diametrul și cu diametru de minim 16 mm și maxim 22 mm, sunt considerați ca flexibili în limitele definite prin raportul N / N_f.

Pentru profilele din oțel cu tălpi egale

$$L \leq 5 \text{ m} \qquad N / N_f \geq 0{,}4 \qquad (18.111)$$

$$5 < L \leq 25 \text{ m} \qquad N / N_f \geq 0{,}25 + 0{,}03\, L \qquad (18.112)$$

$$L > 25 \text{ m} \qquad N / N_f \geq 1{,}1 \qquad (18.113)$$

Pentru profilele la care aria tălpilor inferioare a grinzii nu depășește de 3 ori aria tălpii superioare

$$L \leq 20 \text{ m} \qquad N / N_f \geq 0{,}4 + 0{,}03\, L \qquad (18.114)$$

$$L > 20 \text{ m} \qquad N / N_f \geq 1 \qquad (18.115)$$

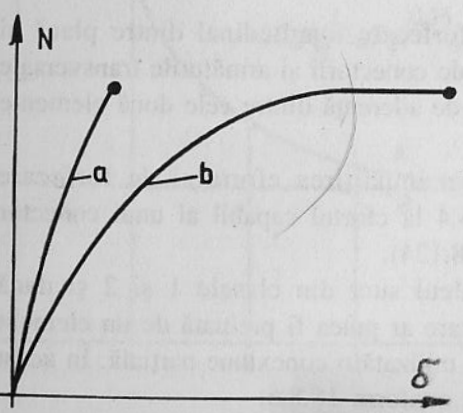


Fig. 18.55. Curbe de deformabilitate:
a – conectori rigizi, b – conectori flexibili

în care:

L – este deschiderea în m;

N_f – este numărul conectorilor determinat pentru lungimea de grindă conform (18.8.6.1);

N – este numărul conectorilor prezenți în aceiași lungime de grindă.

Șuruburile cu strângere controlată conform figurii 18.24 c sunt considerate că au aceeași capacitate de deformație ca și dormurile cu cap menționate mai sus.

18.8.6.3. Distanțele dintre conectori. În lungul grinzii distanțele dintre conectori se stabilesc astfel ca aceștia să fie capabili să transmită efortul de forfecare longitudinal de la placă la grindă, ținând seama de modul de variație a efortului longitudinal. Este admis o repartizare uniformă a conectorilor pe lungimea L_{cr} între secțiunile critice succesive în cazul că sunt respectate următoarele condiții:

- secțiunile critice sunt din clasa 1 sau 2;
- raportul N / N_f respectă limitele precizate în 18.8.6.2 la care L este înlocuit prin L_{cr};
- momentul capabil plastic de calcul al grinzii mixte nu depășește cu 2,5 ori momentul capabil plastic al grinzii din oțel.

18.8.6.4. Efortul de forfecare longitudinal

a) *Conexiune completă.* În cazul conexiunii complete efortul de forfecare longitudinal de calcul V_l, între secțiunea cu momentul de încovoiere pozitiv-maxim și reazemul extremității libere rezultă din relați:

$$V_l = F_{cf} \qquad (18.116)$$

în care F_{cf} este cea mai mică valoare dintre

$$F_{cf} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \qquad (18.117)$$

și

$$F_{cf} = \frac{0{,}85\, A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \qquad (18.118)$$

cu:

A_a – aria secțiunii grinzii din oțel;

A_c – aria secțiunii eficace de beton;

A_{se} – aria armăturii longitudinale din zona comprimată și care a fost luată în considerare la calculul momentului capabil.

În cazul conexiunii complete efortul total de forfecare longitudinal între secțiunea cu moment de încovoiere pozitiv-maxim și un reazem intermediar sau un reazem de extremitate încastrat, se calculează din relația:

$$V_l = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \qquad (18.119)$$

cu:

A_s – aria secțiunii eficace a armăturii longitudinale din placă;

A_{ap} – aria secțiunii eficace a tablei profilate în cazul că nervurile sunt paralele cu grinda și îmbinările tablelor asigură transmiterea efortului de forfecare longitudinal;

F_{cf} – este efortul definit prin (18.117), respectiv (18.118).

b) *Conexiune incompletă cu conectori ductili.* În cazul conectorilor ductili se poate accepta că în stadiul limită ultim se poate produce o lunecare suficientă, (curba *b* în fig. 18.55) pentru ca momentul capabil de calcul să poată fi calculat în stadiul plastic.

Efortul de forfecare longitudinal V_l între secțiunea transversală cu momentul de încovoiere pozitiv și reazemul de capăt se poate determina cu relația:

$$V_l = F_{cf} \qquad (18.120)$$

și între secțiunea cu moment de încovoiere pozitiv și reazemul intermediar sau un reazem de capăt încastrat se poate determina din:

$$V_l = F_c + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \qquad (18.121)$$

în care:

F_c – este efortul de compresiune în dală corespunzător momentului pozitiv de calcul M_{sd} determinat în stadiul plastic.

O altă soluție este determinarea efortului F_c cu ajutorul dreptei F_c din figura 18.56.

$$F_c = \frac{M_{sd} - M_{aplRd}}{M_{plRd} - M_{aplRd}} \qquad (18.122)$$

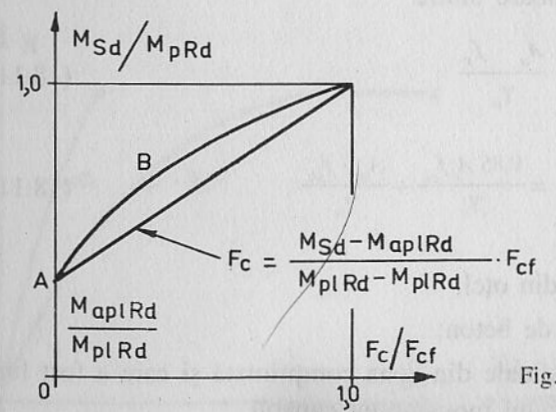


Fig. 18.56. Diagrama pentru determinarea efortului F_c

în care:

M_{plRd} – este momentul capabil plastic de calcul al secțiunii mixte cu conexiune completă;

M_{aplRd} – este momentul capabil plastic de calcul al grinzii din oțel.

c) În EC 4 sunt prezentate și modurile de determinare a efortului F_c în cazul conexiunii parțiale cu conectori rigizi.

18.8.6.5. Eforturile de calcul ale conectorilor

a) Eforturile de calcul la forfecare a unui dorn cu cap sudat automat cu ajutorul unui pistolet (fig. 18.57) și înglobat într-un beton cu masa volumică normală sau într-un beton ușor cu masa volumică de cel puțin 1750 kg/m^3 se determină ca cea mai mică valoare care rezultă din relațiile (18.73) și (18.74).

Formulele sunt valabile pentru d ≤ 22 mm.

În privința gulerului de sudură a dornului acesta trebuie să respecte următoarele exigențe:

- să prezinte o formă regulată și o fusiune fără defecte cu tija dornului;
- diametrul să nu fie mai mic decât 1,25 *d*;
- înălțimea medie a gulerului de sudură să nu fie mai mică decât 0,2 *d* și cea mai mică cel puțin 0,15 *d*.

b) În cazul dornurilor fără cap pot fi utilizate relațiile pentru determinarea efortului de calcul la forfecare, dar trebuie împiedicată posibilitatea de ridicare a plăcii de beton, prin dispozitive constructive.

c) Dornuri cu cap utilizate împreună cu table cutate din oțel.

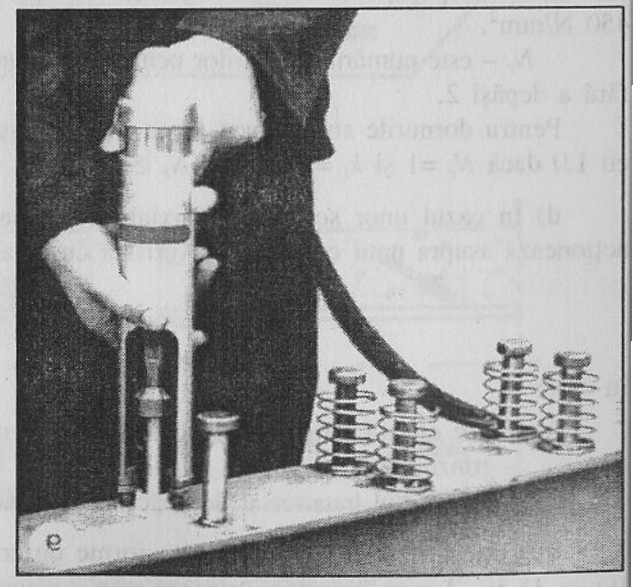


Fig. 18.57. Pistolet de sudat dornuri, (diapozitiv)

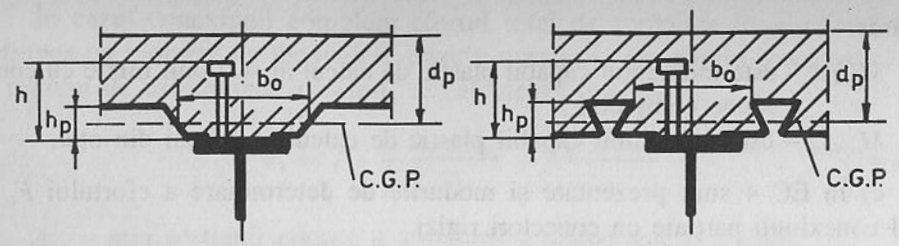


Fig. 18.58. Tabla cutată cu nervurile paralele cu grindă metalică

c.1) Dacă nervurile tablei profilate sunt paralele cu grinda din oţel (fig. 18.58) şi tabla nu este continuă deasupra grinzii efortul capabil de calcul la forfecare transmis printr-un dorn cu cap va fi cel al plăcii pline, dat de relaţiile (18.73) sau (18.74) multiplicate cu factorul subunitar k_i.

$$k_i = 0{,}6\,\frac{b_0}{h_p}\left[\frac{h}{h_p}-1\right] \qquad (18.123)$$

cu b_0, h_p şi h din figură fără ca h, înălţimea dornului, să depăşească h_p + 75 mm.

c.2) În cazul că nervurile tablei profilate sunt perpendiculare pe axa longitudinală a grinzii din oţel, coeficientul subunitar k_i rezultă din relaţia (18. 124).

$$k_i = \frac{0{,}7}{\sqrt{N_r}}\,\frac{b_0}{h_p}\left[\frac{h}{h_p}-1\right] \qquad (18.124)$$

cu condiţia ca dornurile cu cap, situate în nervurile tablei profilate de înălţimea h_p, nu depăşeşte 85 mm şi lăţimea b_0 cel puţin egală cu h_p, iar diametrul tijei dornului nu depăşeşte 20 mm. Rezistenţa de rupere la tracţiune se limitează la 450 N/mm^2.

N_r – este numărul dornurilor pentru o nervură la intersecţia cu axa grinzii fără a depăşi 2.

Pentru dornurile sudate prin placa profilată se va lua k_i mai mic sau egal cu 1,0 dacă N_r =1 şi k_i = 0,8 dacă $N_r \geq 2$.

d) În cazul unor solicitări bi-axiale combinaţia de eforturi F_l şi F_t care acţionează asupra unui conector se verifică cu condiţia:

$$\frac{F_l^2}{P_{lRd}^2}+\frac{F_t^2}{P_{tRd}^2}\leq 1 \qquad (18.125)$$

în care:

F_l – este efortul longitudinal de forfecare rezultat din funcţionarea mixtă a grinzii;

F_t – este efortul transversal de forfecare rezultat din funcţionarea dalei mixte.

e) Conectori de alte forme. Alte forme de conectori rigizi sunt arătate în figura 18.59. Aceşti conectori lucrează prin presiune exercitată, prin aria supra-

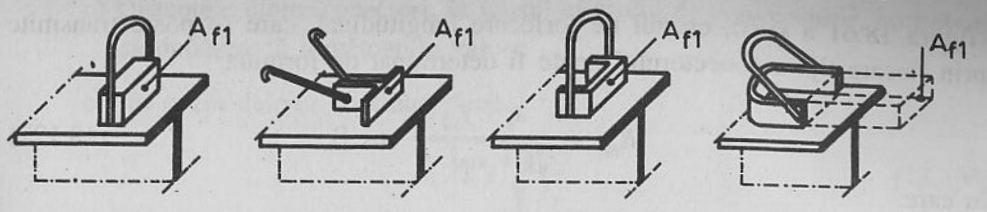


Fig. 18.59. Alte forme de conectori

feţei frontale a conectorului A_{fl}, considerată uniform repartizată asupra betonului. Efortul care poate fi transmis printr-un conector rezultă din relaţia:

$$R_{Rd} = \eta\, A_{f1}\,\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad (18.126)$$

în care:

$$\eta = \sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}}$$

A_{f2} – este aria suprafeţei frontale A_{f1}, mărită cu pante de 1/5 în plan orizontal până la faţa posterioară a conectorului alăturat.

f) Pentru conectori executaţi din oţel rotund sudaţi de talpa grinzii (fig. 18.60 a şi b), sau sudaţi de un prag sudat la rândul lui de talpa grinzii

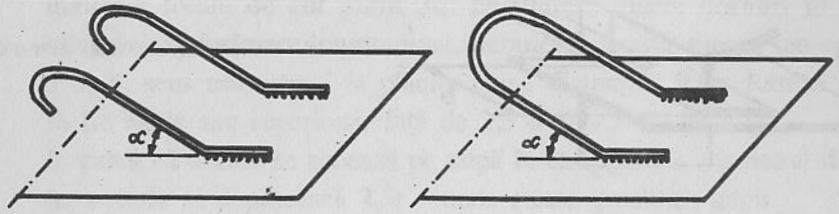


Fig. 18.60. Conectori din oţel rotund

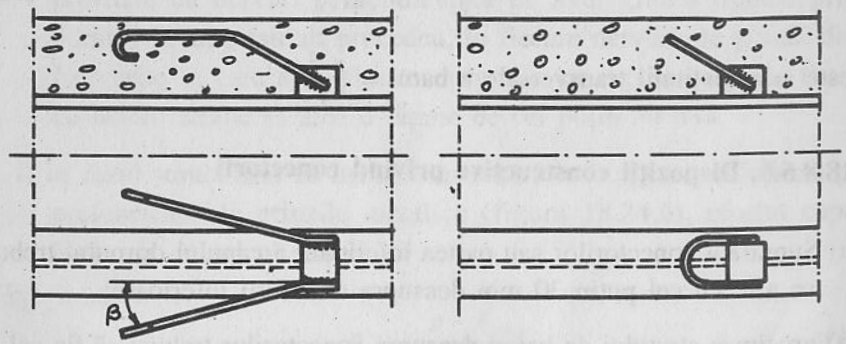


Fig. 18.61. Conectori din oţel rotund sudaţi pe un prag sudat pe grindă

(figura 18.61 a și b), efortul de forfecare longitudinal, care se poate transmite prin fiecare tijă a conectorului poate fi determinat de formula:

$$R_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \cos \beta \qquad (18.127)$$

în care:

A_s – este aria secțiunii transversale a tijei;
α – unghiul pe care tija îl face cu talpa superioară a grinzii;
β – unghiul în plan orizontal între tijă și axul grinzii (figura 18.61 a);
f_{yd} – rezistența de calcul egală cu f_y / γ_a sau f_{sk} / γ_s;
γ_a și γ_s – coeficienții parțiali de siguranță.

g) Pentru un conector executat dintr-o cornieră sudată de talpa grinzii (figura 18.62) efortul de forfecare de calcul poate fi determinat din relația:

$$P_{Rd} = \frac{10\ b\ h^3}{4 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_v} \quad \text{în} \quad [N] \qquad (18.128)$$

în care:

b și h – lungimea și înălțimea cornierei în mm;
f_{ck} – rezistența caracteristică a betonului în N/mm^2.

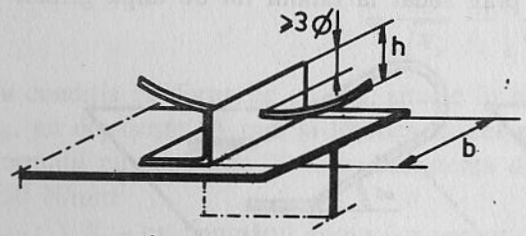


Fig. 18.62. Conectori executați dintr-o cornieră

Armătura utilizată pentru împiedicarea ridicării plăcii de beton de pe grindă se verifică cu relația:

$$A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \geq 0{,}1\, P_{Rd} \qquad (18.129)$$

A_s – este aria secțiunii transversale a barei = $\frac{\pi d^2}{4}$.

18.8.6.6. Dispoziții constructive privind conectorii

a) Suprafața conectorilor sau partea inferioară a capului dornului trebuie să se afle cu cel puțin 30 mm deasupra armăturii inferioare;

b) grosimea stratului de beton deasupra conectorilor trebuie să fie cel puțin 20 mm;

c) Distanțele dintre conectori, în sensul efortului de compresiune, nu trebuie să depășească următoarele valori:

c_1) în cazul dalelor continue pline

$$22\ t \sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (18.130)$$

c_2) când contactul nu este continuu, de exemplu placa mixtă cu nervurile perpendiculare pe axul grinzii

$$15\ t \sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (18.131)$$

c_3) pentru distanța de la marginea tălpii și șirul de conectori distanțele să nu depășească

$$9\ t \sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (18.132)$$

în care:

t – este grosimea tălpii superioare a grinzii;
f_y – limita de curgere a mărcii de oțel din care este executată talpa în N/mm^2.

d) Dornurile cu cap sudat pe talpa superioară a grinzii trebuie să aibă o înălțime totală de cel puțin 3d. Distanțele dintre dornuri în sensul efortului de forfecare longitudinal, trebuie să fie superioare sau egale cu 5 d; în sens transversal în plăcile plane distanțele între dornuri trebuie să fie egale sau superioare față de 2,5 d și 4,5 d.
În cazul că dornul se sudează pe talpă în axul grinzii, diametrul dornului nu trebuie să depășească 2,5t – unde t este grosimea tălpii.

e) În cazul dornurilor cu cap utilizați în plăcile mixte dornul trebuie să depășească cu cel puțin 2 d fața superioară a plăcii profilate. Tablele profilate cu nervuri perpendiculare pe axul grinzii trebuie prinse cu dornuri sudate, sau alt procedeu, în fiecare nervură de grinda din oțel. Nervurile în care sunt plasate dornurile cu cap și care vor fi umplute cu beton trebuie să aibă o lățime de cel puțin 50 mm.

f) În cazul șuruburilor de înaltă rezistență folosite pentru prinderea plăcilor prefabricate de grinzile metalice (figura 18.24.6), efortul capabil la forfecare de calcul rezultă din:

$$P_{Rd} = \frac{\mu \cdot F_{prcd}}{\gamma_v} \qquad (18.133)$$

în care:

F_{pred} – este efortul de strângere egal cu 0,7 $f_{ub} \cdot A_s$

μ – coeficientul de forfecare care poate fi luat

$\mu = 0{,}5$ în cazul $t \leq 10$ mm

$\mu = 0{,}55$ în cazul $t \geq 15$ mm

$\gamma_v = 1{,}25$.

Suprafaţa tălpii trebuie să fie sablată, îndepărtate zonele cu ţunder neaderent şi cu puncte de coroziune.

Pierderile de tensiune prin fluaj şi contracţia betonului pot fi luate în considerare prin reducerea efortului de strângere cu 40%.

18.8.6.7. Soluţii constructive de prindere a grinzilor planşeului de riglele şi stâlpii cadrelor transversale. Aşa cum s-a arătat în paragraful 18.2 grinzile planşeului pot fi aşezate pe riglele cadrelor transversale prinse de rigle, astfel ca nivelul superior să corespundă sau grinzile planşeului prinse de rigle la un nivel coborât faţă de nivelul superior al riglelor astfel ca tabla profilată a planşeului mixt să completeze această diferenţă.

În figura 18.63 este prezentată soluţia de rezemare a grinzii planşeului pe riglele cadrului transversal. În afară de prinderea directă cu şuruburi de talpa riglei este prevăzută şi o prindere cu şuruburi la jumătate din înălţimea profilului prin intermediul unei console prinsă cu şuruburi sau sudată de talpa riglei.

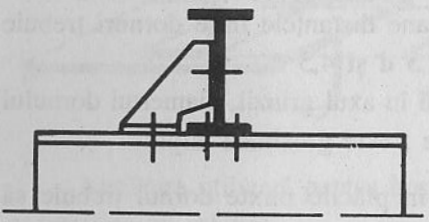


Fig. 18.63. Grinzile principale aşezate pe rigla cadrului

În figura 18.64 sunt prezentate patru soluţii de prindere a grinzii planşeului în cazul aşezării acesteia la acelaşi nivel superior cu cel a riglelor cadrului transversal.

Soluţia (18.64 a) prevede prinderea cu două corniere pe inima profilului şi aşezarea grinzii pe un scaun format dintr-o cornieră prinsă cu şuruburi sau sudată pe inima riglei.

În figura 18.64 b este prezentată o soluţie complet sudată a grinzii planşeului de rigla cadrului, soluţie care asigură continuitatea grinzii pe reazem.

Soluţia constructivă din figura 18.64 c asigură continuitatea pe reazeme a grinzii planşeului. Reacţiunea verticală a grinzii se transmite prin cornierele cu care inima grinzii este prinsă de inima riglei, precum şi prin scaunul pe care

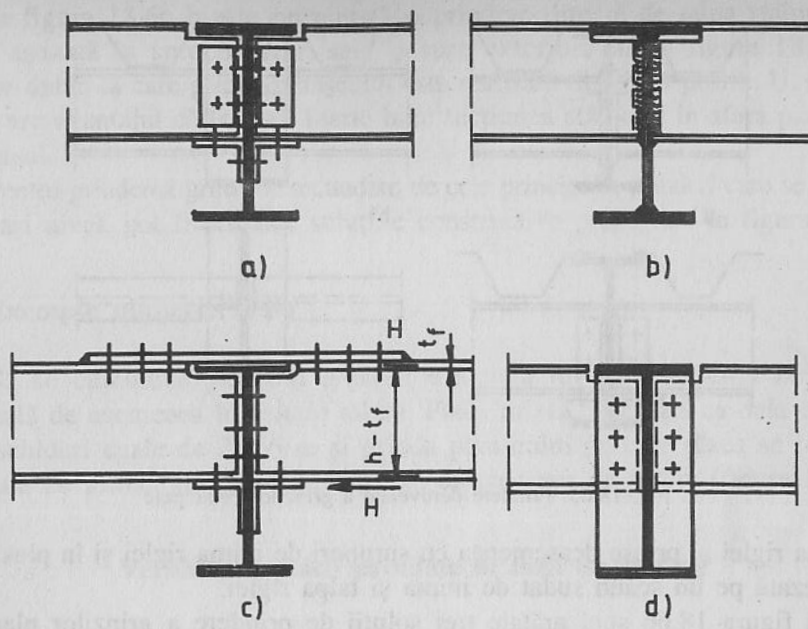


Fig. 18.64. Prindere de nivel a grinzilor principale

grinda este aşezată. Momentul de încovoiere din reazemul grinzii continue este descompus în cuplul:

$$H = M_1 / (h - t_f) \qquad (18.134)$$

Cu h şi t_f – înălţimea grinzii şi grosimea tălpii superioare.

Forţa H de compresiune de la nivelul tălpii inferioare a grinzii se transmite în prindere prin contactul dintre talpa grinzii şi inima riglei şi prin corniera pe care grinda este aşezată şi de care talpa ei inferioară este prinsă cu şuruburi.

Forţa H de întindere de la nivelul tălpii superioare se transmite dintr-o parte şi alta prin eclisa de continuitate. Aria netă a secţiunii transversale a eclisei rezultă din:

$$A_{net} = \frac{H}{f_y / 1{,}1}. \qquad (18.135)$$

În figura 18.64 d este prezentată o altă soluţie de prindere simplu rezemată. Prinderea se realizează prin intermediul unei nervuri, sudată pe inima cadrului. De această nervură, grinda, a cărei talpă superioară a fost tăiată pe toată lăţimea, iar talpa inferioară a fost tăiată pe o singură parte, se prinde cu şuruburi.

În figura 18.65 sunt prezentate trei soluţii de prindere denivelată a grinzii planşeului. Soluţia din figura 18.65 a, prezintă cazul prinderii grinzilor planşeului prin intermediul unor plăci sudate. În figura 18.65 b este prezentată o altă soluţie de prindere similară cu cea din figura 18.64 d cu diferenţa că ambele tălpi sunt deflanşate pe o parte. În figura 18. 65 c prinderea se realizează cu corniere fixate

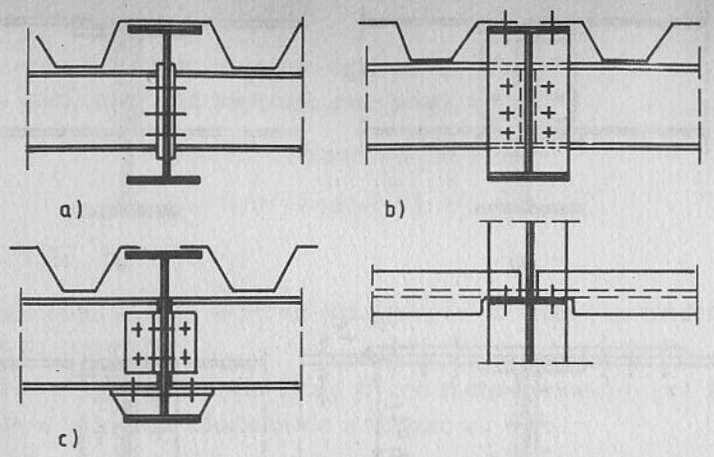


Fig. 18.65. Prindere denivelată a grinzilor principale

pe inima riglei și prinse deasemenea cu șuruburi de inima riglei și în plus grinda este așezată pe un scaun sudat de inima și talpa riglei.

În figura 18.66 sunt arătate trei soluții de prindere a grinzilor planșeului de stâlpi. O prindere a grinzilor planșeului cu corniere în axul stâlpului și de rigidizarea orizontală a inimii stâlpului este prezentată în figura 18.66 a.

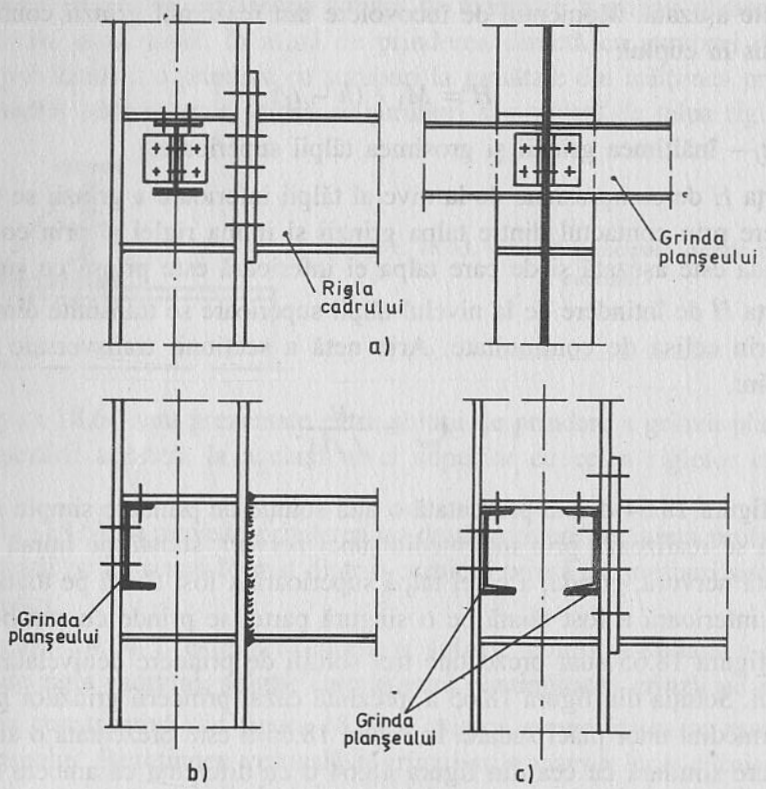


Fig. 18.66. Prinderile grinzilor principale de stâlpi

În figura 18.66 b este prezentată o prindere directă de talpa stâlpului, cu grinda așezată în spre interior, sau în spre exterior, iar în figura 18.65 c o prindere dublă la care grinda planșeului este realizată din două profile U. Această soluție are avantajul că fixează foarte bine secțiunea stâlpului în afara planșeului transversal.

Pentru prinderea grinzilor secundare de cele principale, prinderi care se execută la același nivel, pot fi utilizate soluțiile constructive prezentate în figura 18.65.

Exemplu numeric 18.4

Să se calculeze planșeul alcătuit din dala mixtă oțel-beton iar grinda principală de asemenea în soluție mixtă. Placa mixtă executată ca dala continuă are deschideri egale de 2,666 m și grinda planșeului pe care placa se reazemă, execuțată cu grindă simplu rezemată, are deschiderea de 6,0 m (figura 18.67).

Verificarea plăcii profilate în faza de montaj

a) Încărcări

Greutatea dalei	= 3,34 kN/m^2
Încărcare de montaj	1,50 kN/m^2
Spor beton datorită săgeții	0,16 kN/m^2
	g = 5,00 kN/m^2

Încărcarea de calcul $g \cdot \gamma_g = 5{,}0 \times 1{,}35 = 6{,}75$ kN/m^2

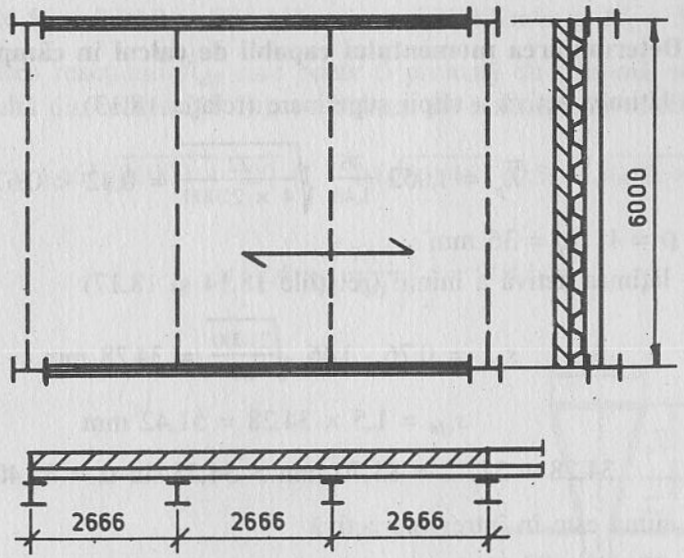


Fig. 18.67. Exemplu numeric

b) Determinarea solicitărilor (tabelul 18.10)

$M_1 = 0{,}0772 \times 6{,}75 \times 2{,}666^2 = 3{,}70$ kNm/m

$M_I = -0{,}107 \times 6{,}75 \times 2{,}666^2 = -5{,}13$ kNm/m

$A = 0{,}3929 \times 6{,}75 \times 2{,}666 = 7{,}07$ kN/m

$B = 1{,}1428 \times 6{,}75 \times 2{,}666 = 20{,}55$ kN/m

c) Alegerea secţiunii

S-a ales secţiune tip Holorib 51 cu $t_w = 1{,}50$ mm (figura 18.68) cu următoarele caracteristici: calitatea oţelului FeE 220, cu $f_{yb} = 22$ kN/cm^2

$t = 1{,}5 - 0{,}04 = 1{,}46$ mm

$A_p = 26{,}77$ cm^2/m

$e_i = 1{,}645$ cm

$e_s = 3{,}455$ cm

$I_p = 106{,}6$ cm^4/m

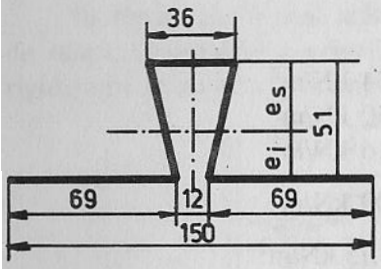


Fig. 18.68. Profil din tabla cutată tip Holorib

d) Determinarea momentului capabil de calcul în câmp

– lăţimea activă a tălpii superioare (relaţia 18.13)

$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \frac{36}{1{,}46} \sqrt{\frac{22}{4 \times 21000}} = 0{,}42 < 0{,}673$$

aşadar $\rho = 1$, $b_{ef} = 36$ mm

– lăţimea activă a inimii (relaţiile 18.14 şi 18.17)

$$s_{ef1} = 0{,}76 \cdot 1{,}46 \sqrt{\frac{21000}{22}} = 34{,}28 \text{ mm}$$

$$s_{efn} = 1{,}5 \times 34{,}28 = 51{,}42 \text{ mm}$$

$34{,}28 + 51{,}42 = 85{,}70$ mm $> 34{,}55/\sin\alpha = 35{,}40$ mm

aşadar inima este în întregime activă

$$M_{plRd} = \frac{106{,}6}{3{,}455} \cdot 22 \cdot 10^{-2} = 6{,}79 \text{ kNm/m} > M_1 = 3{,}70 \text{ kNm/m}.$$

e) Determinarea momentului capabil pe reazem

– lăţimea activă a tălpii inferioare

$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \frac{138}{1{,}46} \sqrt{\frac{22}{4 \times 21000}} = 1{,}61 > 0{,}673$$

$$\rho = (1{,}0 - 0{,}22/1{,}61)/1{,}61 = 0{,}536$$

$$b_e/2 = 69 \times 0{,}536 = 37 \text{ mm}$$

– Axa neutră a secţiunii active (figura 18.69)

$$x = \frac{2 \times 37 \times 1{,}46 \times 0{,}73 + 2 \times 49{,}4 \times 1{,}46 \times 25{,}5 + 36 \times 1{,}46 \times 50{,}27}{2 \times 37 \times 1{,}46 + 2 \times 49{,}4 \times 1{,}46 + 36 \times 1{,}46} =$$

$$= \frac{6399{,}2}{305{,}2} = 21 \text{ mm}$$

$$I_x = 108{,}4 \times 20{,}27^2 + 2 \times \frac{1{,}46 \times 48{,}08^3}{12} + 144{,}2 \times 4{,}5^2 + 52{,}56 \times 29{,}27^2 =$$

$$= 119534 \text{ mm}^4 = 11{,}95 \text{ cm}^4$$

$$I_{xp} = 11{,}95 \frac{1000}{150} = 79{,}69 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$W_s = \frac{79{,}69}{3{,}0} = 26{,}56 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$W_L = \frac{79{,}69}{2{,}1} = 37{,}95 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$M_{plRd} = 26{,}56 \times 22/1{,}1 = 531$ kNcm/m $= 5{,}31$ kNm/m $> M_1 = 5{,}13$ kNm/m

Valoarea reacţiunii R_{dB} care poate fi preluată de o inimă nerigidizată cu $M = 0$ rezultă din relaţia (18.20); cu lăţimea de rezemare $b_b = 100$ mm

$$R_{dB} = 0{,}15 \times 1{,}46^2 \sqrt{21000 \times 220}\ (1 - 0{,}1\sqrt{6/1{,}46})\ (0{,}5 + \sqrt{0{,}02 \times 100/1{,}46}) \times$$

$$\times \left[2{,}4 + \left(\frac{76{,}7}{40}\right)^2\right] = 9043 \text{ N}$$

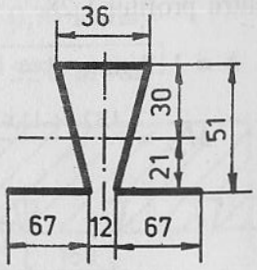


Fig. 18.69. Axa neutră a secţiunii active

$$R_{dBp} = 9043 \frac{1000}{150} = 60286 \text{ N} = 60{,}3 \text{ kN} > B = 20{,}55 \text{ kN}$$

$$A_{dBp} = 30{,}15 \text{ kN} > A = 7{,}97 \text{ kN}$$

Verificarea pe reazem cu relaţia 18.36

$$B/R_{dBp} = \frac{20{,}55}{60{,}3} = 0{,}34$$

$$M_I/M_{plRd} = \frac{5{,}13}{5{,}31} = 0{,}96$$

$$B/R_{dBp} + MI/_{MplRd} = 0{,}34 + 0{,}96 = 1{,}30 \equiv 1{,}30$$

f) Verificarea rigidităţii (tabelul 18.10)

$$f_1 = 0{,}301 \frac{6{,}75 \times 2{,}666^4}{106{,}6} = 0{,}96 \text{ cm} < \frac{266{,}6}{180} = 1{,}48 \text{ cm}.$$

Verificarea grinzii planşeului

$$M_{max} = \frac{B \cdot L_g^2}{8} = \frac{20{,}55 \times 6{,}0^2}{8} = 92{,}475 \text{ kNm}.$$

Se alege un profil I 28

cu $W_{pl} = 632$ cm^3; $I_y = 7590$ cm^4; $I_z = 364$ cm^4

$$M_{plRd} = 632 \times 24{,}1{,}1 = 13789 \text{ kNcm} > 9247 \text{ kNcm}$$

Verificarea săgeţii

$$\delta = \frac{5 \times 9247 \times 600^2}{48 \times 21000 \times 7590} = 2{,}18 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2{,}4 \text{ cm}.$$

Verificarea stabilităţii prin deversare a grinzii în faza de execuţie a planşeului. Pentru determinarea valorii momentului critic de deversare laterală se foloseşte relaţia (18.53).

Pentru profilul I 28.

$b = 118$ mm; $t = 14{,}85$ mm; $I_y = 7590$ cm^4; $t_w = 10{,}1$ mm

$$M_{cr} = \frac{1{,}32 \times 11{,}8 \times 1{,}485 \times 210000 \times 7590}{600 \times 28^2} = 7837{,}5 \text{ kNcm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{632 \times 24}{7837{,}5}} = 1{,}39$$

după curba de flambaj *a* la valoarea $\overline{\lambda}_{LT} = 1{,}39$ corespunde coeficientul de reducere $\chi_{LT} = 0{,}4228$

$$\sigma = \frac{9247{,}5}{0{,}4228 \times 632} = 34{,}60 \text{ kN/cm}^2 > 24/1{,}1 = 21{,}82 \text{ kN/cm}^2.$$

Aşadar stabilitatea nu este asigurată şi trebuie luat în considerare aportul plăcii profilate ca element stabilizator.

Valoarea coeficientului de pat $C_{\vartheta k}$ rezultă din însumarea celor trei coeficienţi parţiali

$$C_{\vartheta Mk} = k \frac{EI_a}{a} = 2 \frac{210000 \cdot 106{,}6}{266{,}6} = 16794 \text{ kNcm/m}$$

$$C_{\vartheta AK} = 3\, C_{\vartheta Mk} = 50381 \text{ kNcm/m}$$

$$C_{\vartheta PK} = 21000 \cdot 1{,}01^3/[4(28 - 2{,}97)] = 216{,}10 \text{ kNm/m}$$

Din relaţia (18.55)

$$C_{\vartheta k} = \frac{1}{\frac{1}{167{,}44} + \frac{1}{503{,}81} + \frac{1}{216{,}1}} = \frac{1}{12{,}58 \times 10^{-3}} = 79{,}5$$

$$\frac{M_{ply}^2}{EI_z} k_v \cdot k_\vartheta = \frac{9247^{-2}}{21000 \times 364} \cdot 1 \times 4 = 44{,}7 < 79{,}5.$$

18.8.7. CALCULUL PLĂCII MIXTE: TABLĂ PROFILATĂ-BETON (figura 18.70)

În paragraful 18.7.2 s-a arătat că plăcile mixte executate continue pe mai multe reazeme pot fi calculate ca o serie de plăci simplu rezemate cu condiţia ca la nivelul superior al plăcii, în regiunea reazemelor, să se prevadă o armare suplimentară. Această soluţie de calcul va fi aplicată în exemplul numeric 18.5.

Exemplu numeric 18.5

a) Încărcări în stadiul limită de serviciu:

greutatea dalei	3,30 kN/m^2
greutatea pardoselii şi a straturilor izolatoare plus	1,50 kN/m^2
greutatea tavanului	0,70 kN/m^2
	5,50 kN/m^2

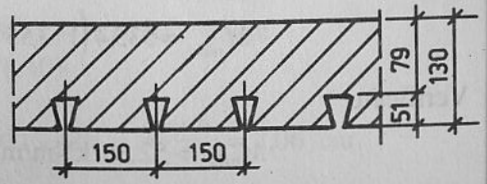


Fig. 18.70. Placa mixtă oţel-beton

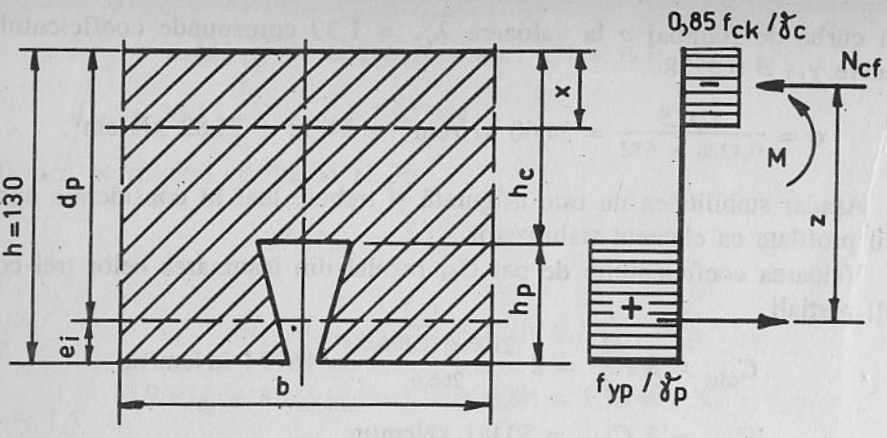


Fig. 18.71. Dimensiunile plăcii mixte oţel-beton

b) Încărcarea în stadiul limită ultim

greutatea totală a dalei $1{,}35 \times 5{,}50$ kN/m^2

încărcarea utilă $1{,}50 \times 5{,}00$ kN/m^2

c) Verificarea la încovoiere în stadiul limită ultim

– Încărcări de calcul

$$q = 1{,}35 \times 5{,}50 + 1{,}5 \times 5{,}0 = 14{,}925 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = \frac{14{,}925 \times 2{,}666^2}{8} = 13{,}26 \text{ kNm/m.}$$

Cu dimensiunile plăcii mixte din figura 18.71 şi cu:

$$N_{cf} = \text{Ap} \cdot f_{yp}/\gamma_{ap} = 26{,}77 \cdot 22/1{,}1 = 535{,}4 \text{ kN/m}$$

din relaţia (18.60) rezultă poziţia axei neutre cu un beton C.30/37 cu $f_{ck} = 30$

$$x = \frac{N_{cf}}{b \times 0{,}85 \times f_{ck}/\gamma_c} = \frac{535400}{1000 \times 0{,}85 \times 30/1{,}5} = 31{,}5 \text{ mm}$$

cu:

$$d_p = h - e_i = 130 - 16{,}45 = 113{,}55 \text{ mm}$$

din relaţia (18.59) rezultă:

$$M_{plRd} = 535{,}4\left(113{,}55 - \frac{31{,}5}{2}\right)10^{-3} = 52{,}36 \text{ kNm/m.}$$

Verificare:

$$M_{pRd} = 52{,}36 \text{ kNm/m} > M_{max} = 13{,}26 \text{ kNm/m}$$

d) Verificarea la forfecare verticală

$$\text{cu } b_0 \ (150 - 36)\frac{1000}{150} = 760 \text{ mm}$$

$$d_p = 113{,}55 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd} = 0{,}25 \times f_{ctk}/\gamma_c = 0{,}25 \times 2{,}0/1{,}5 = 0{,}33 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{2677}{760 \times 113{,}55} = 0{,}031$$

$$k_v = (1{,}6 - 0{,}113) = 1{,}4887$$

din relaţia (18.69) rezultă efortul capabil la forfecare verticală a plăcii mixte

$$V_{vRd} = 760 \times 113{,}55 \times 0{,}33 \times 1{,}49\ (1 + 40 \times 0{,}031) = 95049 \text{ N}$$

$$V_{vRd} = 95{,}05 \text{ kN} > 14{,}925 \times \frac{2{,}666}{2} = 19{,}89 \text{ kN.}$$

c) Verificarea la forfecare longitudinală

Rezistenţa la forfecare longitudinală se determină cu metoda „*m–k*", (18.7.2.4) relaţia (18.71)

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{14{,}925 \times 2{,}666}{2} = 19{,}89 \text{ kN}$$

cu:

$$L_s = L/4 = \frac{2666}{4} = 660 \text{ mm}; \quad m = 166; \quad k = 0{,}15;$$

$$d_p = 170 - 16{,}45 = 113{,}55 \text{ mm}; \ b = 1000 \text{ mm}$$

Valoarea maximă a efortului de forfecare longitudinală rezultă:

$$V_{lRd} = 1000 \times 113{,}55\left[\frac{166 \times 2677}{1000 \times 666} + 0{,}15\right]/1{,}25 = 74238 \text{ N} = 74{,}3 \text{ kN} > 19{,}89 \text{ kN.}$$

f) Verificarea rigidităţii

Verificarea rigidităţii plăcii mixte, se poate face dintr-o dată pentru încărcarea totală după ce a fost verificată rigiditatea plăcii profilate din încărcarea de montaj.

Ca moment de inerţie al plăcii mixte se consideră media momentelor de inerţie ale secţiunii cu betonul nefisurat şi fisurat. Coeficientul de omogenizare s-a considerat $n = 15$.

$$I_{med} = (I_1 + I_2)/2 = (1249 + 1280)/2 = 1265 \text{ cm}^4$$

Încărcarea totală normată $1 \cdot q = 5{,}50 + 5 = 10{,}5$ kN/m

Săgeata în deschiderea marginală (tab. 18.10)

$$f_1 = 0{,}301 \frac{10{,}5 \times 2{,}666^4}{1265} = 0{,}13 \text{ cm} < \frac{2666{,}6}{250} = 1{,}06 \text{ cm.}$$

Dacă se calculează săgeata ca la o grindă simplu rezemată respectând schema statică de dimensionare:

$$f_1 = \frac{5 \times 10{,}5 \times 2{,}666^4}{384 \times 21000 \times 1265} \cdot 10^6 = 0{,}26 < 1{,}06.$$

18.8.8. GRINDA MIXTĂ A PLANȘEULUI

Exemplu numeric 18.6

Profilul grinzii I 28 cu:

$$A = 61{,}1 \text{ cm}^2;\ I_y = 7590 \text{ cm}^4;\ t = 1{,}485 \text{ cm}$$

Lățimea activă a plăcii mixte

$$b_{ef}/2 = L/4 = 150 \text{ cm} > a_p/2 = \frac{266{,}6}{2} = 133{,}3 \text{ cm}$$

coeficientul de omogenizare $n = 15$

$$b_{ef} = \frac{266{,}6}{15} = 17{,}8 \text{ cm}.$$

Încărcarea pe *ml*:

$$q = 14{,}925 \times 2{,}666 = 39{,}8 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = \frac{39{,}8 \times 6{,}0^2}{8} = 179{,}1 \text{ kNm}.$$

Verificarea secțiunii transversale (figura 18.72).

Considerând că forța tăietoare este preluată numai de grinda metalică cu:

$$T = 39{,}8 \times 2{,}666/2 = 53{,}05 \text{ kN}$$

și:

$$T_{pl} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_a} = 25{,}2 \frac{24}{\sqrt{3} \cdot 1{,}1} = 317{,}4 \text{ kN}$$

cu A_v din tabelul 3-A1.

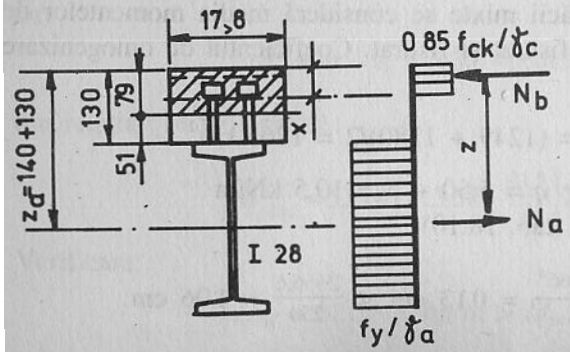


Fig. 18.72. Grinda planșului-exemplu numeric

se obține grosimea redusă a inimii conform relației (18.89)

$$\text{red } t = 1{,}485\sqrt{1 - \left(\frac{53{,}05}{317{,}4}\right)^2} = 1{,}46 \text{ cm}$$

și aria secțiunii transversale

$$A = 61{,}08 \text{ cm}^2$$

Din condiția (18.91) rezultă

$$61{,}08 \cdot 24/1{,}1 = x.17.8 \times 0{,}85 \times 30{,}1{,}5$$

$$x = 4{,}40 \text{ cm}$$

Valoarea momentului capabil de calcul rezultă din (18.93)

$$M_{plTRd} = [61.08 \times 24\ (14 + 13 - 2{,}20)/1{,}1].10^{-2} = 330{,}5 \text{ kNm}$$

Verificare 330,5 kNm > 179,1 kNm

Verificarea rigidității cu $I = 28827 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5 \times 179{,}1 \times 6{,}0^2}{48 \cdot 21000 \times 28827} \cdot 10^6 = 1{,}10 \text{ cm} < \frac{6000}{300} = 2 \text{ cm}.$$

Verificarea conexiunilor din efortul de forfecare longitudinal

Efortul de forfecare longitudinal rezultă din relația (18.115) în cazul conexiunii complete în care R_{cf} rezultă ca cea mai mică valoare dintre,

$$F_{cf} = 61{,}1 \times 24/1{,}1 = 1333 \text{ kN}$$

$$F_{cf} = 0{,}85 \times 17{,}8 \times 4 \times 30/1{,}5 = 1331{,}4 \text{ kN}$$

Efortul care poate fi transmis printr-un dorm cu cap sudat pe grindă prin placa profilată, rezultă ca cea mai mică valoare obținută din relațiile (18.73) și (18.74) înmulțite cu coeficientul subunitar k_i din relația (18.124)

Din (18.73) cu ∅ 22 mm; OL 52 și $\gamma_\vartheta = 1{,}25$

$$P_{Rd} = 0{,}8 \times 52 \frac{\pi \times 22^2}{4}/1{,}25 = 126{,}4 \text{ kN}$$

din (18.74) cu $\alpha = 1$ ($h/d \geq 4$), $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ și $Ecm = 32 \text{ kN/mm}^2$

$$P_{Rd} = [0{,}29 \times 1 \times 1 \times 22^2 \sqrt{30 \times 3200/1{,}25}]10^{-3} = 110 \text{ kN}$$

Coeficientul de reducere k_i cu $N_z = 2$,

$$h_p = 51 \text{ mm},\ b_o = 114 \text{ mm și } h = 90 \text{ mm}$$

rezultă:

$$k_i = \frac{0{,}7}{\sqrt{2}} \frac{114}{51} \left(\frac{90}{51} - 1\right) = 0{,}85.$$

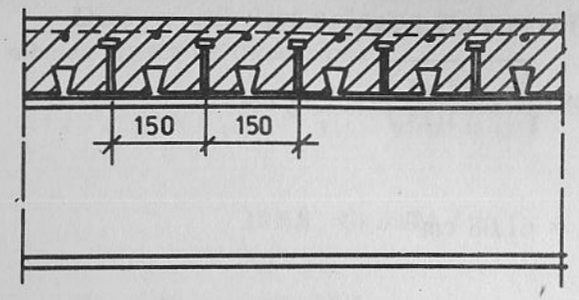


Fig. 18.73. Poziția dornurilor

Efortul capabil care poate fi transmis printr-un dorn

$$P_{Rdk} = 110 \times 0{,}85 = 93{,}5 \text{ kN}$$

Numărul de dornuri necesar de plasat pe lungimea $L_s = L/4 = 150$ cm

$$\frac{V_1}{P_{Rdk}} = \frac{1333}{93{,}5} = 14{,}2.$$

Plasând în fiecare cută câte două dornuri cu cap pe lungimea de 150 cm rezultă din figura 18.73.

$$150\,\frac{1000}{150}\times 2 = 20 \text{ dornuri} > 14{,}2.$$

18.9. STÂLPI ÎN SOLUȚIE MIXTĂ OȚEL-BETON

18.9.1. GENERALITĂȚI

În figura 18.74 sunt arătate secțiuni tipice ale stâlpilor în soluție mixtă oțel-beton [18.1], [18.6]:

- profile înglobate în beton (fig. 18.74 a);
- profile înglobate parțial în beton (fig. 18.74 b și c);
- profile umplute cu beton (fig. 18.74 d și e).

Spre deosebire de grinzile mixte oțel-beton, la stâlpii în soluție mixtă axele centrelor de greutate ale profilului metalic și a secțiunii din beton coincid pe toată lungimea stâlpului.

Prin înglobarea profilului metalic în secțiunea din beton rezultă:

- o creștere importantă a capacității de rezistență;
- o creștere importantă a rigidității;
- o protecție a profilului metalic la coroziune și foc.

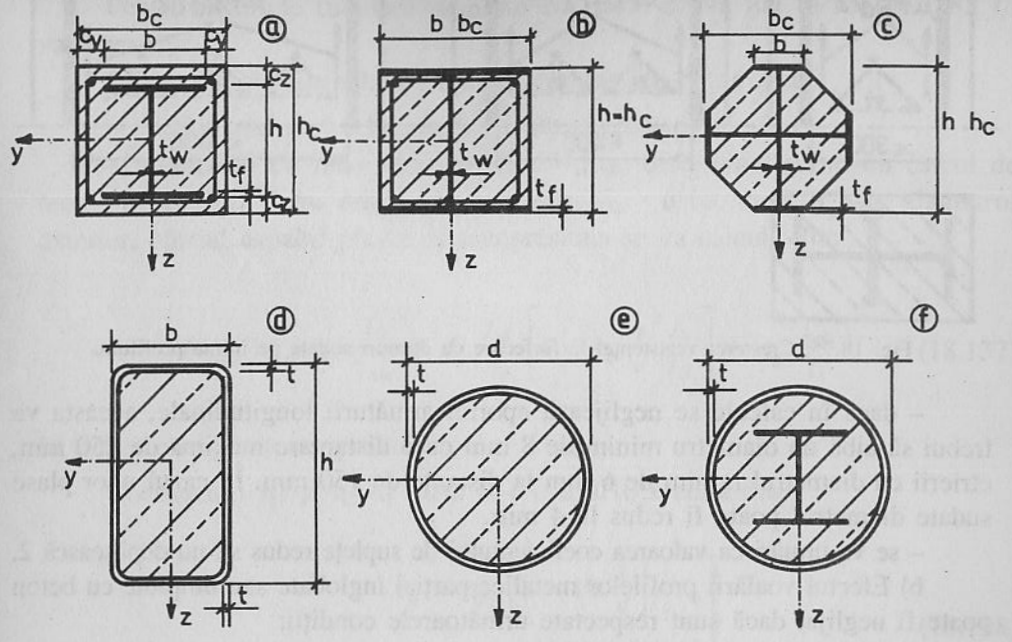


Fig. 18.74. Secțiuni transversale a stâlpilor în soluție mixtă oțel-beton

18.9.2. METODE GENERALE DE CALCUL

Stâlpii cu secțiune mixtă trebuie verificați la:
- rezistența elementului structural;
- rezistența de voalare;
- transferul de forțe;
- rezistența la forfecare.

a) Pentru verificarea rezistenței elementului structural în EC 4 este prezentată o metodă de calcul simplificată, care are următoarele limitări:

- secțiunea transversală a stâlpului este constantă și prezentă o simetrie dublă pe toată lungimea stâlpului;
- contribuția secțiunii metalice față de secțiunea totală, reprezintă valori între 0,2 și 0,9;
- pentru profilele complet înglobate în beton limitele grosimii de înglobare cu beton care pot fi luate în calcule sunt:

în sensul y–y: $40 \text{ mm} \le C_y \le 0{,}4b$
în sensul z–z: $40 \text{ mm} \le C_z \le 0{,}3h$

notațiile rezultă din figura 18.74 a.

- aria secțiunii transversale a armăturii longitudinale nu trebuie să depășească 4% din secțiunea betonului;

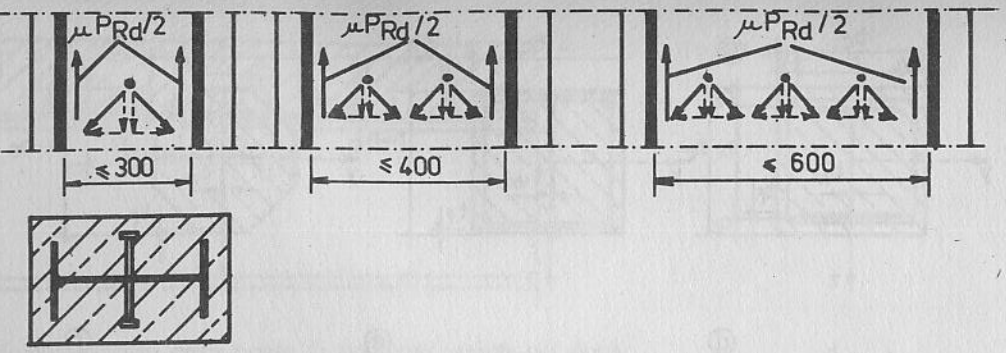


Fig. 18.75. Creşterea rezistenţei la forfecare cu dornuri sudate pe inima profilului

– dacă în calcule se neglijează aportul armăturii longitudinale, aceasta va trebui să aibă un diametru minim de 8 mm cu o distanţare maximă de 250 mm, etrierii cu diametrul minim de 6 mm la distanţe de 150 mm. În cazul unor plase sudate diametrul poate fi redus la 4 mm.

– se va urmări ca valoarea coeficientului de supleţe redus să nu depăşească 2.

b) Efectul voalării profilelor metalice parţial înglobate sau umplute cu beton poate fi neglijat dacă sunt respectate următoarele condiţii:

– profile I parţial înglobate $b/t_f \leq 44\ \varepsilon$;

– profile tubulare rotunde $d/t \leq 90\ \varepsilon^2$;

– profile tubulare dreptunghiulare $h/t \leq 52\ \varepsilon$.

c) Ca lungime de transfer a efortului de forfecare dintre profilul metalic şi beton se va considera o lungime egală cu de două ori dimensiunea transversală respectivă.

Eforturile de forfecare calculate la nivelul suprafeţelor de contact oţel-beton nu trebuie să depăşească următoarele valori:

– pentru profile complet înglobate în beton: 0,6 N/mm^2;

– pentru tălpile profilului parţial înglobate: 0,2 N/mm^2;

– pentru inima profilului parţial înglobat: 0;

– pentru profile tubulare umplute cu beton: 0,4 N/mm^2.

O creştere suplimentară la forfecare cu $\mu\ P_{Rd}/2$ pentru fiecare talpă şi fiecare rând de dornuri sudate pe inima profilului, se obţine din condiţia ca în funcţie de lăţimea inimii să fie respectat numărul dornurilor pe un rând, aşa cum este arătat în figura 18.75. P_{Rd} reprezintă efortul, care poate fi transmis printr-un dorn (relaţiile 18.73 şi 18.74).

18.9.3. EFORTUL CAPABIL AL SECŢIUNII TRANSVERSALE LA ÎNCĂRCĂRI AXIALE

Efortul capabil plastic la încărcări axiale al secţiunii mixte transversale este egal cu suma eforturilor capabile plastice a elementelor care compun secţiunea mixtă

$$N_{plRd} = A_a f_y/\gamma_{Ma} + A_c \cdot 0{,}85\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot f_{sk}/\gamma_s. \qquad (18.136)$$

Pentru profilele tubulare umplute cu beton se va lua în loc de 0,85 f_{ck} valoarea f_{ck}.

Pentru profilele tubulare circulare umplute cu beton, dacă:

– coeficientul de zvelteţe redus $\bar{\lambda}$ nu depăşeşte 0,5;

– momentul de încovoiere maxim M_{maxSd} determinat printr-un calcul de teoria de ordinul I nu depăşeşte valoarea $N_{Sd} \cdot$ d/10, unde d este diametrul exterior, efortul capabil plastic la compresiune se va calcula din:

$$N_{plRd} = A_a \eta_2\ \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\left[1 + \eta_1\ \frac{t}{d}\ \frac{f_y}{f_{ck}}\right] + A_s\ \frac{f_{sk}}{\gamma_s}. \qquad (18.137)$$

în care t este grosimea peretelui.

Coeficienţii η_1 şi η_2 în cazul $0 < e \leq$ d/10 rezultă din:

$$\left.\begin{aligned} \eta_1 &= \eta_{10}\left(1 - 10\ \frac{l}{d}\right) \\ \eta_2 &= \eta_{20}\ (1 - \eta_{20})\ 10\ \frac{l}{d} \end{aligned}\right\} \qquad (18.138)$$

– pentru cazul $e > \frac{l}{d}$

$$\eta_1 = 0 \quad \text{şi} \quad \eta_2 = 1{,}0$$

e – reprezintă valoarea excentricităţii M_{maxSd}/N_{Sd}, coeficienţii η_{10} şi η_{20} în funcţie de valoarea coeficientului de zvelteţe redus rezultă din tabelul 18.12.

Tabelul 18.12

$\bar{\lambda}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
η_{10}	4,90	3,22	1,88	0,88	0,22	0,000
η_{20}	0,73	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

Raportul contribuţiei oţelului la secţiunea mixtă este definit prin

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y/\gamma_a}{N_{plRd}}. \qquad (18.139)$$

18.9.4. RIGIDITATEA ELASTICĂ LA ÎNCONVOIERE A SECȚIUNII TRANSVERSALE

$$(EI)_e = E_a\, I_a + 0{,}8\, E_{cd}\, I_c + EI_s \qquad (18.139)$$

în care:

I_a, I_c și I_s sunt momentele de inerție față de planul considerat al profilului metalic al secțiunii de beton considerat nefisurat și al armăturii;
– E_a și E_s modulele de elasticitate ale profilului metalic respectiv armăturii;
– 0,8 E_{cd} I_e este rigiditatea reală a secțiunii din beton cu $E_{cd} = E_{cm}/1{,}35$.

Efectul influenței încărcărilor de lungă durată asupra rigidității elastice la încovoiere se obține prin înlocuirea valorii E_{cd} din figura 18.139 cu E_c din relația:

$$E_c = E_{cd}\left(1 - \frac{N_{Gsd}}{N_{sd}}\right) \qquad (18.140)$$

în care:

N_{sd} – este efortul axial total;
N_{Gsd} – fracțiunea din efortul axial total din efectul greutății permanente.

18.9.5. LUNGIMI DE FLAMBAJ

Lungimea de flambaj a stâlpului l_f poate fi stabilită așa cum s-a arătat în capitolul 13. În general, se poate accepta ca lungime de flambaj, lungimea dintre nodurile de capăt ale stâlpului.

Forța elastică critică N_{cr} rezultă din:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2\,(EI)_e}{l_f^2} \qquad (18.141)$$

cu:

$(EI)_e$ din relația (18.139) și coeficientul de zvelteță redus

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plR}}{N_{cr}}}$$

în care N_{plR} rezultă din (18.136) cu coeficientul parțial de siguranță

$$\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1{,}0.$$

18.9.6. EFORTUL CAPABIL AL ELEMENTELOR STRUCTURALE SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ (Exemplu numeric 18.7)

Relația de verificare față de cele două axe:

$$N_{sd} \le \chi\, N_{plRd}$$

– coeficientul de reducere χ înfuncție de curba de flambaj se ia din tabelele 13.5.

Încadrarea diferitelor tipuri de secțiuni în curbele de flambaj este arătată în figura 18.76.

Calculul unui stâlp executat în soluție mixtă oțel-beton, solicitat la o forță axială de compresiune.

1. Datele problemei:

– Efortul axial de compresiune N_{Sd} = 2300 kN.
– Lungimea de flambaj l_f = 350 cm

2. Alegerea secțiunii și verificarea condițiilor de margine (fig. 18.76 a)

– grosimea stratului de beton

$40 \le c_z \le 0{,}3\ h = 108$ mm ales $c_z = 70$ mm

$40 \le cy \le 0{,}4\ b = 56{,}8$ mm ales $c_y = 54$ mm

3. Secțiunile elementelor componente și caracteriticile lor mecanice:

– Profil *I* 36; f_y = 240 m/mm^2; γ_M = 1,1; E = 210000 N/mm^2

A = 97,1 cm^2; I_y = 19610 cm^4; I_z = 818 cm^4

W_{ply} = 1356 cm^3; W_{plz} = 208,4 cm^3

– Armătura longitudinală 8 ∅ 20; f_{sk} = 420 N/mm^2; γ_s = 1,15

A = 3,14 × 8 = 25,1 cm^2; E = 210000 N/mm^2

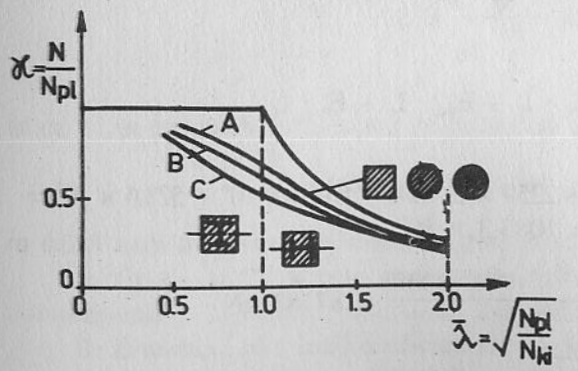


Fig. 18.76. Încadrarea secțiunilor în curbele de flambaj

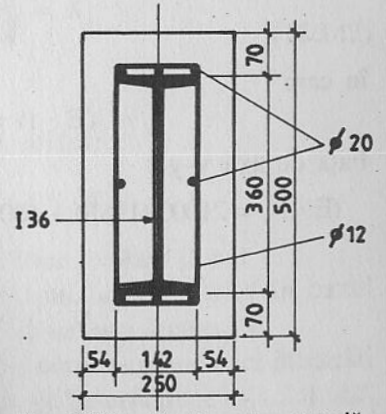


Fig. 18.76 a. Secțiune transversală

– Secțiunea din beton 25 cm × 50 cm; $\gamma_c = 1{,}35$ (verif. stabilitate)

$$E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2;\ E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1{,}35} = \frac{30500}{1{,}35} = 22593 \text{ N/mm}^2$$

$$A_c = 25 \times 50 - 97{,}1 - 25{,}1 = 1127{,}8 \text{ cm}^2$$

Condiția $A_s < 0{,}04\ A_c = 0{,}04 \times 1127{,}8 = 45{,}1$ cm^2 este îndeplinită:

4. Rezistența secțiunii transversale la efort axial

$$N_{plRd} = A_0 \frac{f_y}{1{,}1} + A_c \frac{0{,}85 \cdot f_{ck}}{1{,}5} + A_s \frac{f_{sk}}{1{,}15}$$

$$= 97{,}1 \frac{24}{1{,}1} + 1187{,}8 \frac{0{,}85 \times 2{,}5}{1{,}5} + 25{,}1 \frac{42}{1{,}15} =$$

$$= 2128{,}5 + 1682{,}7 + 917{,}4 = 4718{,}6 \text{ kN}$$

Condiția $\frac{N_a}{N_{plRd}} = \frac{2118{,}5}{4718{,}6} = 0{,}45 < 0{,}9$ este îndeplinită

5. Rigiditatea față de axa y:

– profilul *I* 36 $I_y = 19610$ cm^4;
– armătura $I_{sy} = 3{,}14 \times 6 \times 19^2 = 6801$ cm^4

- beton $I_{cy} = \frac{25 \times 50^3}{12} - 19610 - 6801 = 234006$ cm^4.

6. Rigiditatea față de axa z

– profilul *I* 30 $I_z = 818$ cm^4
– armătura $I_{sz} = 3{,}14 \times 6 \times 6{,}0^2 = 678$ cm^4

- beton $I_{cz} = \frac{50 \times 25^3}{12} - 818 - 678 = 63608$ cm^4.

7. Zvelțeța redusă se determină cu formula:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{M_{plRd}}{M_{cr}}} \quad \text{cu} \quad M_{cr} = \frac{\pi^2 (E \cdot I)}{l^2}$$

în care

$$(E \cdot I) = E_a \cdot I_a + E_{cd} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$$

Față de axa y–y

$$(E \cdot I)_y = 21000\ (19610 + 6801) + 2259 \times 234006 = 554{,}6 \times 10^6 + 528{,}6 \times 10^6 = 1083{,}3 \times 10^6$$

$$N_{cry} = \frac{3{,}14^2 \times 1083{,}2 \times 10^6}{350^2} = 87183 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{4718{,}6}{87183}} = 0{,}23 \rightarrow \chi_b = 0{,}985.$$

Față de axa z–z

$$(E \cdot I)_z = 21000\ (818 + 678) + 2259 \times 63608 = 31{,}42 \times 10^6 + 143{,}69 \times 10^6 = 175{,}11 \times 10^6$$

$$N_{crz} = \frac{3{,}14^2 \times 175{,}11 \times 10^6}{350^2} = 4363{,}8 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{4718{,}6}{4363{,}8}} = 1{,}04 \rightarrow \chi_c = 0{,}517.$$

8. Verificarea de rezistență a stâlpului comprimat axial:

$$N_{Sd} < \chi \cdot N_{plRd}$$

$$2300 \text{ kN} < 0{,}517 \times 4718{,}6 = 2440 \text{ kN}$$

18.9.7. EFORTUL CAPABIL AL SECȚIUNII TRANSVERSALE SOLICITATĂ LA COMPRESIUNE ȘI ÎNCOVOIERE UNIAXIALĂ

Solicitările sunt: efortul axial de compresiune și valorile momentelor de la capetele stâlpului. Se consideră că nu acționează o încărcare transversală pe stâlp între cele două noduri.

De efectul de ordinul doi se poate renunța dacă:

$$\frac{N_{sd}}{N_{cr}} \leq 0{,}1 \quad \text{cu } N_{cr} \text{ din (18.141)}$$

și dacă coeficientul de zvelțețe redus $\bar{\lambda}$ nu depășește valoarea $\bar{\lambda}_{cr} = 0{,}2 \cdot (2 - \psi)$, în care ψ reprezintă valoarea raportului dintre momentele de încovoiere de la capetele stâlpului.

Se poate ține seama de efectul de ordinul II, înmulțind valoarea momentului maxim cu coeficientul k care rezultă din (18.142)

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}} \geq 1{,}0 \qquad (18.142)$$

în care: în cazul unei diagrame de momente trapezoidale:

$$\beta = 0{,}66 + 0{,}44\ \psi \text{ dar cu } \beta \geq 0{,}44;$$

în cazul unei diagrame de momente parabolice și triunghiulare $\beta = 1$

În figura 18.77 a este prezentată curba de interacțiune *M–N* în cazul compresiunii și încovoierii uniaxiale. Parametrul curbei este factorul β.

Se determină mai întâi coeficientul $\chi = N_{cr}/N_{pl}$ corespunzător unei încărcări centrice. Această valoare determină în diagrama de interacțiune nivelul *AB*. Lungimea *A–B*, poate să fie interpretată ca un moment de încovoiere, care în

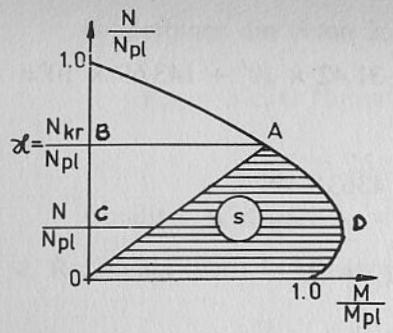


Fig. 18.77. Efortul capabil încovoiere-compresiune: **a** – curba de interacțiune $M - N$;

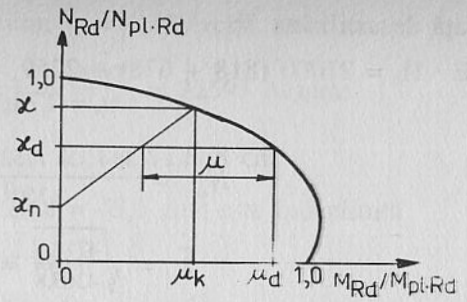


Fig. 18.77. Efortul capabil încovoiere-compresiune: **b** – Diagrama pentru determinarea lungimii μ;

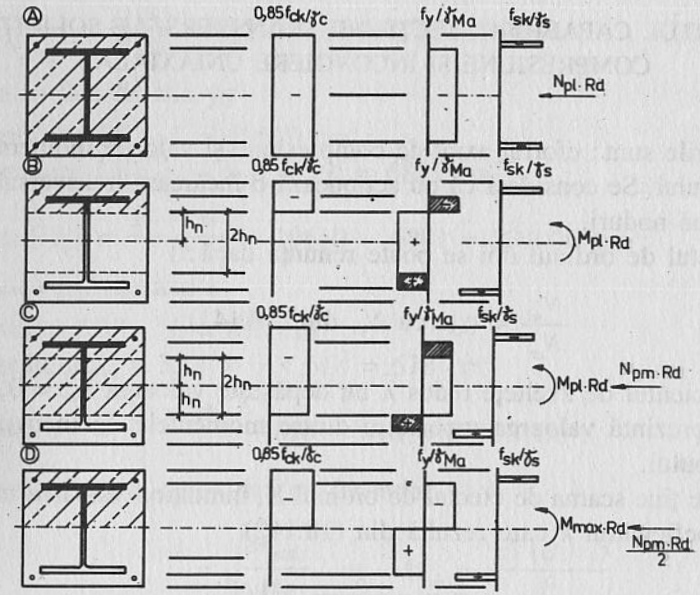


Fig. 18.77. Efortul capabil încovoiere-compresiune: **c** – repartizarea tensiunilor pe secțiunea transversală;

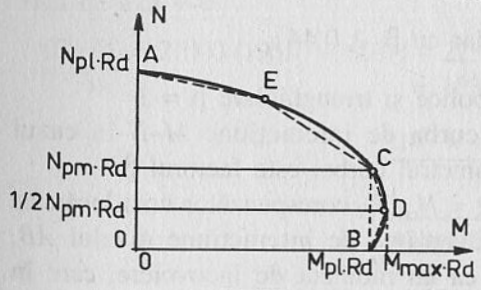
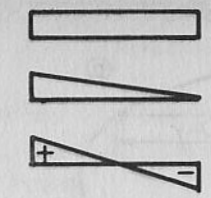


Fig. 18.77. Efortul capabil încovoiere-compresiune: **d** – curbe de interacțiune $M - N$



ψ = 1 : α_n = 0

ψ = 0 α_n = 0,25 α

ψ = −1 α_n = 0,5 α

Fig. 18.78. Factorul de creștere α_e

cazul compresiunii centrice se produce datorită imperfecțiunilor. Pe măsura reducerii valorii forței de compresiune N față de N_{cr} domeniul imperfecțiunilor se reduce (dreapta C–D) eliberând capacități ale secțiunii pentru preluarea momentelor de încovoiere – lungimea μ (18.77 b) în diagramă. Calcule comparative au arătat că acest domeniu s trebuie redus cu 19%. Repartizarea tensiunilor pe secțiunea transversală corespunzător curbelor de interacțiune este arătată în figura 18.77 c și 77 d.

Verificarea se va conduce cu relația (18.143)

$$M^{II} = M^{I} \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \leq 0{,}9\ \mu\ M_{plRd}\,. \qquad (18.143)$$

M^I fiind momentul de încovoiere determinat după teoria de ordinul I.

Dacă diagrama de momente pe lungimea barei nu este constantă, domeniul din diagrama de interacțiune de preluare a momentelor crește așa cum este arătat în figura 18.78.

Factorul de creștere rezultă din

$$\chi_n = \frac{1 - \psi}{4}\,\chi \quad \text{dar cu} \quad \chi_n \leq \chi_d \qquad (18.144)$$

în care ψ este raportul momentelor de la capăt al barei, determinate printr-un calcul de ordinul I. Pentru cele trei tipuri de diagrame de momente factorul χ_n are valorile date în figura 18.78.

În figura 18.79 este prezentată o diagramă de interacțiune M–N pentru diferitele valori ale parametrului $\delta = \frac{M_{pla}}{M_{pl}}$ în domeniul $0{,}2 < \delta < 0{,}9$.

18.9.8. COMPRESIUNE ȘI ÎNCOVOIERE BIAXIALĂ

Se determină valorile lungimilor μ_y și μ_z în cele două diagrame de interacțiune.

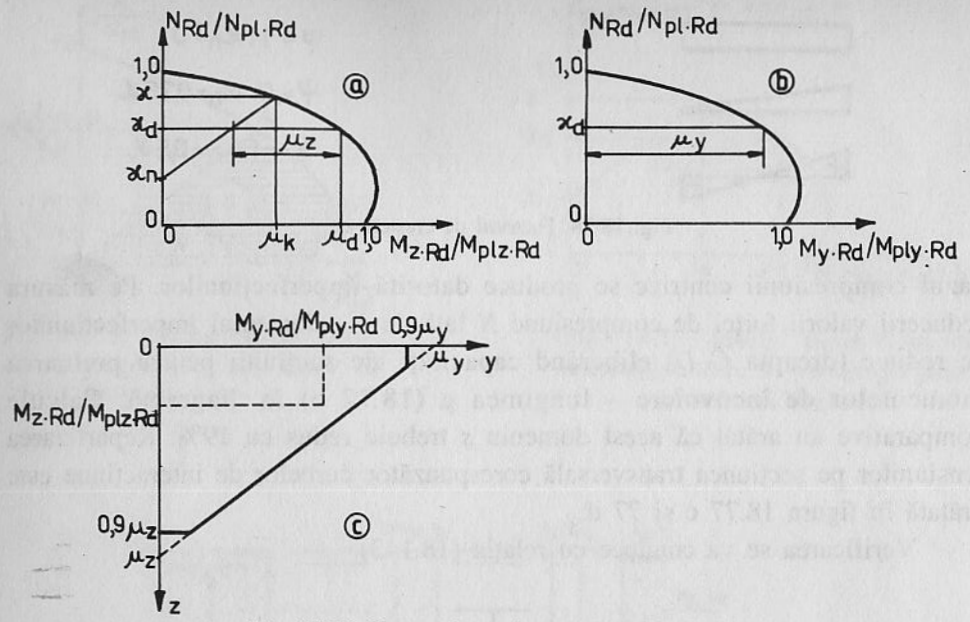


Fig. 18.79. Compresiune și încovoiere biaxială

Elementul are o siguranță suficientă, dacă sunt satisfăcute următoarele condiții: (18.145), (18.106) și (18.147)

$$M_{ysd} \leq 0{,}9\ \mu_y \cdot M_{plyRd} \tag{18.145}$$

$$M_{zsd} \leq 0{,}9\ \mu_z \cdot M_{plzRd} \tag{18.146}$$

$$\frac{M_{ysd}}{\mu_y \cdot M_{plyRd}} + \frac{M_{zsd}}{\mu_z M_{plzRd}} \leq 1{,}0. \tag{18.147}$$

În figura 18.79 sunt arătate cele două diagrame de interacțiune, față de axa z, cu luarea în considerare a imperfecțiunilor și față de axa y, fără a ține seama de imperfecțiuni, precum și dreapta care exprimă condiția (18.147).

18.9.9. INTERACȚIUNEA CU EFORTUL DE FORFECARE

Se acceptă ca ipoteză de calcul că efortul de forfecare transversal de calcul V_{sd}, se exercită numai asupra profilului din oțel (vezi relația 18.88 și 18.89).

18.9.10. AXELE NEUTRE ȘI MOMENTELE CAPABILE PLASTICE DE CALCUL PENTRU CÂTEVA SECȚIUNI TRANSVERSALE

În relații s-au folosit următoarele notații:

– f_{yd}, f_{sd}, și f_{cd} sunt rezistentele de calcul pentru profilul metalic, armături și beton

$$f_{yd} = f_y/\gamma_a$$

$$f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$$

$$f_{cd} = 0{,}85\ f_{ck}/\gamma_c$$

în cazul profilelor înglobate în beton,

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$$

în cazul profilelor umplute cu beton.

– Dacă se ia în considerare și efectul de forfecare în relații, A_a se înlocuiește cu „red A_a" din relația (18.88).

18.9.10.1. Încovoiere față de axa de inerție maximă a profilelor I înglobate în beton

a) Axa neutră în afara profilului I, $x \leq c$, (fig.18.80)

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} \tag{18.148}$$

$$M_{plxRd} = 0{,}5\ A_a\ f_{yd}\ (d - x) \tag{18.149}$$

b) Axa neutră în talpa profilului $c < x < c + t_f$, (fig. 18.81)

$$x = \frac{A_a f_{yd} + b \cdot c\,(2\ f_{yd} - f_{cd})}{b f_{cd} + b_f\ (2 f_{yd} - f_{cd})} \tag{18.150}$$

$$M_{plRd} = 0{,}5\ A_a\ f_{yd}(d-x) - 0{,}5\ b_f \cdot c\,(x-c)\ (2\ f_{yd} - f_{cd}) \tag{18.151}$$

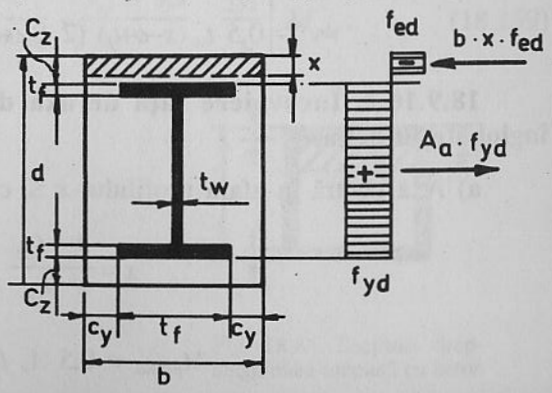


Fig. 18.80. Încovoiere-axa neutră în placa de beton

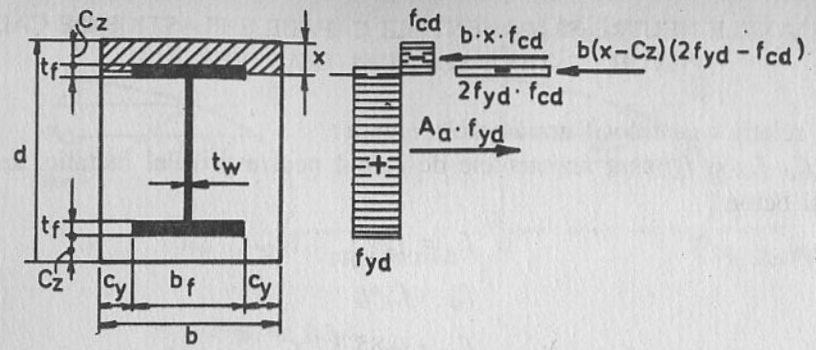


Fig. 18.81. Încovoiere-axa neutră în talpa profilului

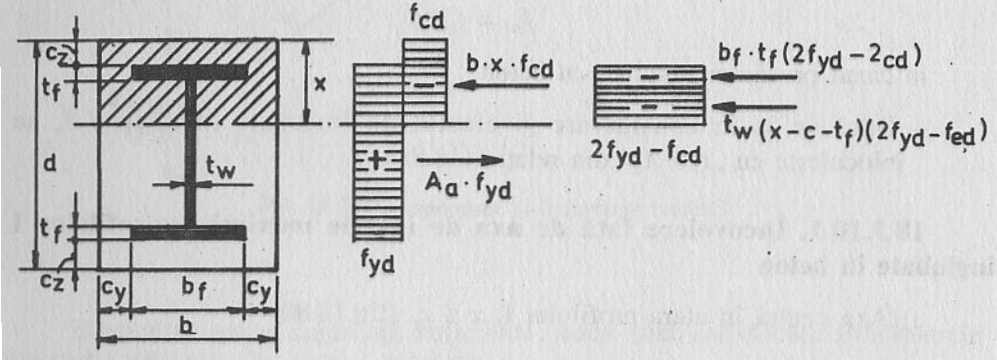


Fig. 18.82. Încovoiere-axa neutră în inima profilului

c) Axa neutră taie inima profilului $x > c + t_f$ (fig. 18.82)

$$x = \frac{A_a f_{yd} - b_f t_f\ (2f_{yd} - f_{cd}) + t_w\ (c + t_f)\ (2f_{yd} - f_{cd})}{b \cdot f_{cd} + t_w\ (2f_{yd} - f_{cd})} \qquad (18.152)$$

$$M_{plyRd} = 0{,}5\ A_a\ f_{yd}\ (d–x) + 0{,}5\ b_f t_f\ (2\ f_{yd} – f_{cd})\ (x–2c–t_f) –$$

$$- 0{,}5\ t_w\ (x–c–t_f)\ (2\ f_{yd} – -f_{cd})\ (c + t_f) \qquad (18.153)$$

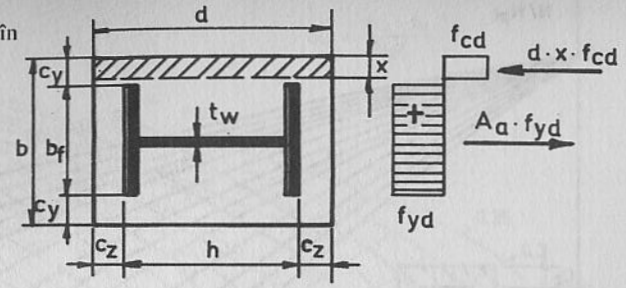
18.9.10.2. Încovoiere față de axa de inerție minimă a profilelor I înglobate în beton

a) Axa neutră în afara profilului $x \le c$, (fig. 18. 83)

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{d \cdot f_{cd}} \qquad (18.154)$$

$$M_{plzRd} = 0{,}5\ A_a\ f_{ya}\ (b–x) \qquad (18.155)$$

Fig. 18.83. Încovoiere-axa neutră în secțiunea de beton



b) Axa neutră taie profilul $x > c$, (fig. 18.84.)

$$x = \frac{A_a f_{yd} + 2t_f c\ (2f_{yd} - f_{cd})}{d\ f_{cd} + 2t_f\ (2f_{ya} - f_{cd})} \qquad (18.156)$$

$$M_{plzRd} = 0{,}5\ A_a f_{yd} (b–x) - t_f\ (x–c)\ 2\ f_{yd} - f_{cd}) \qquad (18.157)$$

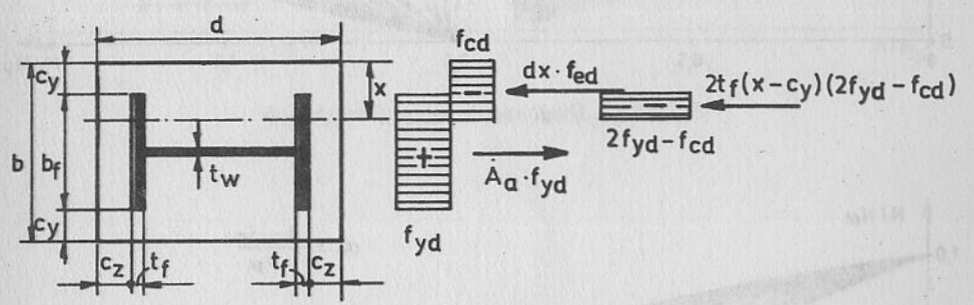


Fig. 18.84. Încovoiere, axa neutră taie profilul

18.9.10.3. Formele aproximative pentru secțiuni tubulare umplute cu beton

a) Secțiune circulară (fig. 18.85.)

$$M_{pl} = \left[1 + \frac{d/t + 5}{500} \cdot \frac{f_{cd} + 9{,}5}{19} \cdot \frac{235}{f_{yd}}\right] M_{pla}. \qquad (18.158)$$

b) Secțiune tubulară dreptunghiulară sau pătrată (fig. 18.86.)

$$M_{plRd} = \left[1 + \frac{d/t - 3}{400} \cdot \frac{f_{cd} + 9{,}5}{19} \cdot \frac{235}{f_{yd}}\right] M_{pla}. \qquad (18.159)$$

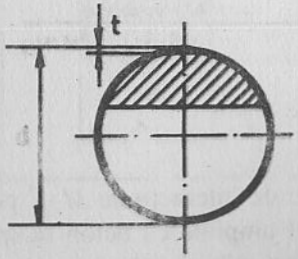


Fig. 18.85. Secțiune circulară umplută cu beton

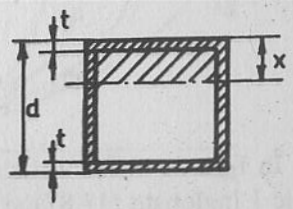


Fig. 18.86. Secțiune dreptunghiulară umplută cu beton

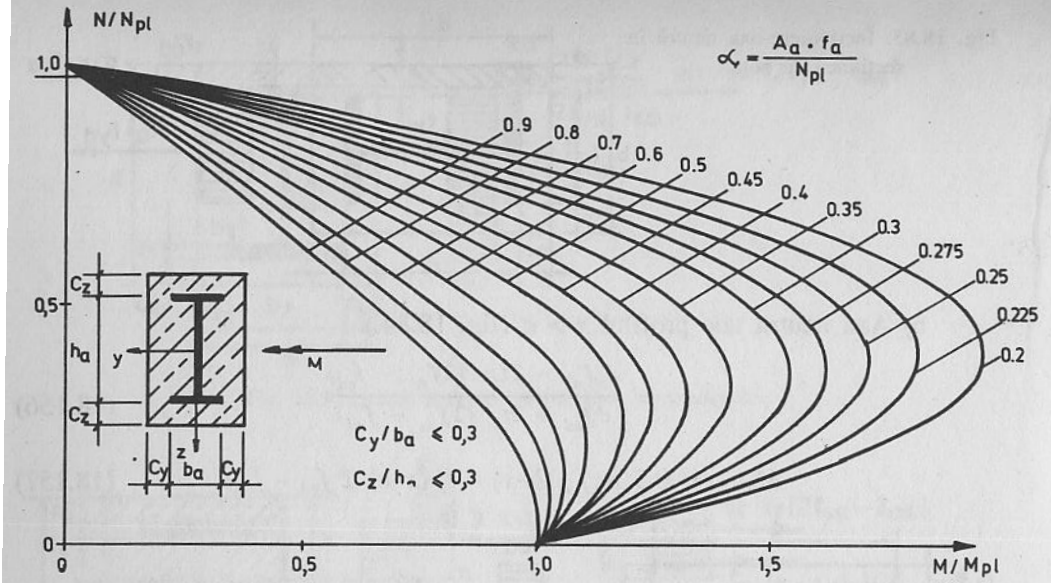


Fig. 18.87. Diagrame de interacţiune $M - N$

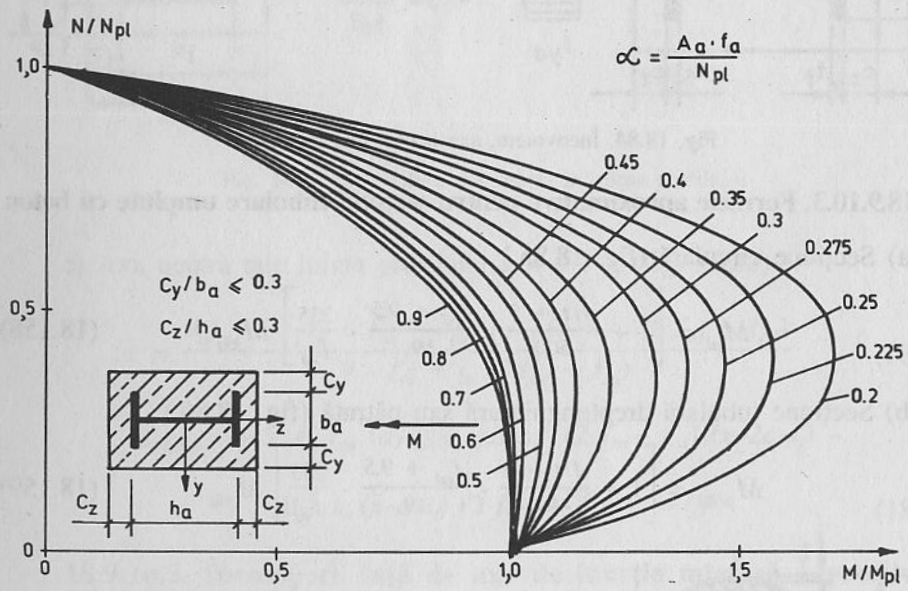


Fig. 18.88. Diagrame de interacţiune $M - N$

În figurile 18.87 ÷ 18.94 sunt date diagramele de interacţiune M–N pentru profile I înglobate (18.87) şi (18.88) pentru profile I umplute cu beton în spaţiul dintre tălpi (18.89) şi (18.90), pentru profile tubulare pătrate (18.91), circulare (18.92) şi dreptunghiulare (18.93) şi (18.94).

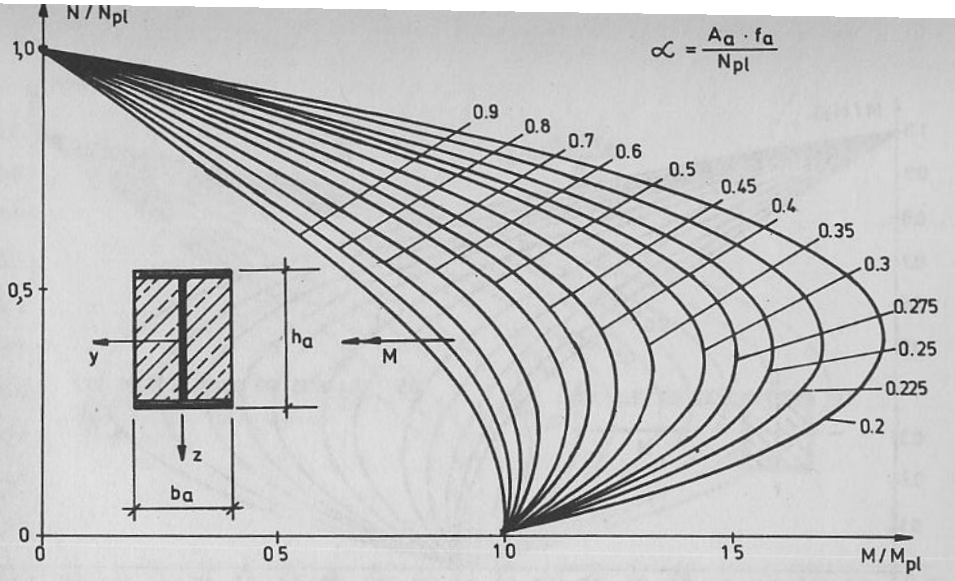


Fig. 18.89. Diagrame de interacţiune $M - N$

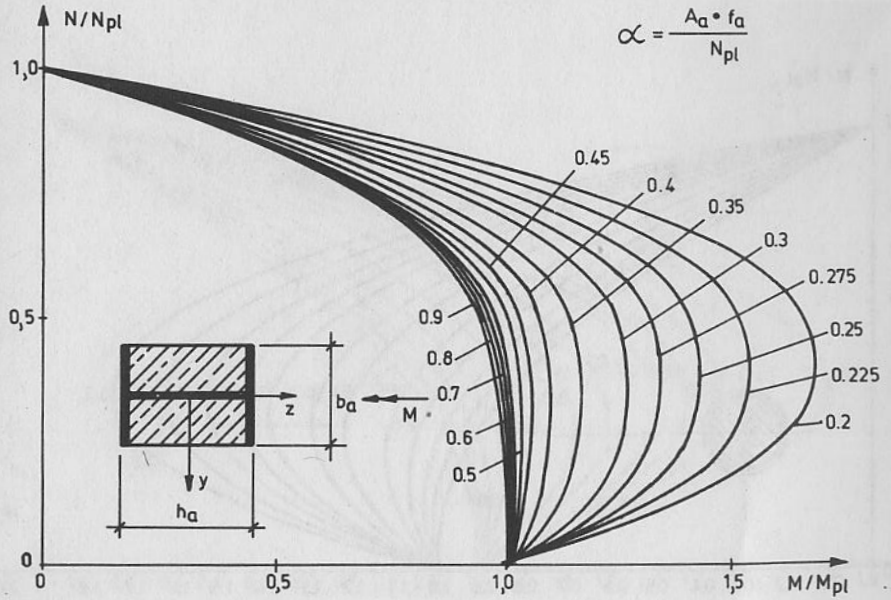


Fig. 18.90. Diagrame de interacţiune $M - N$

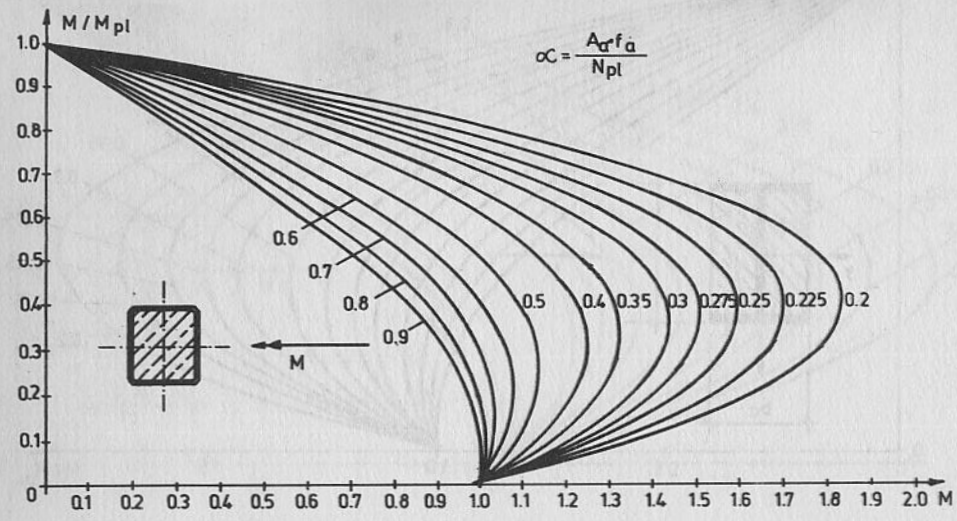


Fig. 18.91. Diagrame de interacţiune $M - N$

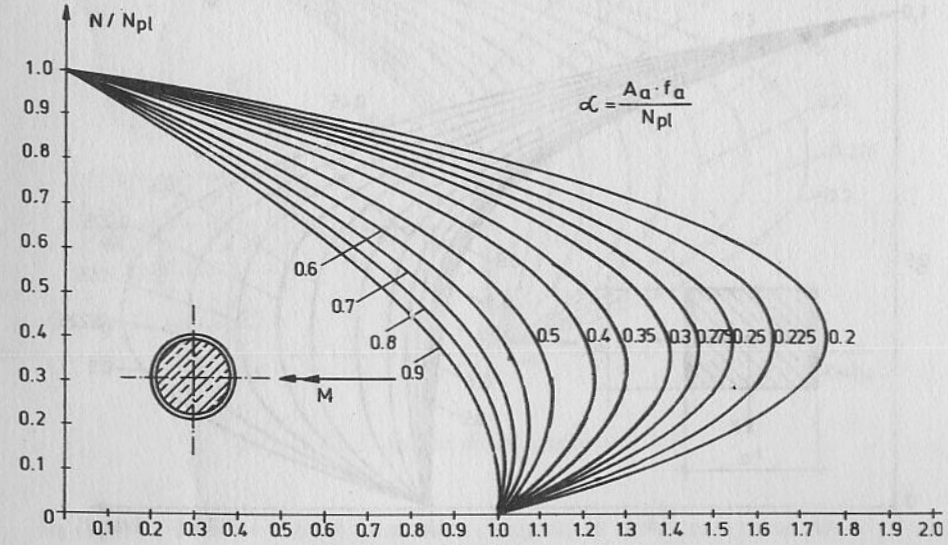


Fig. 18.92. Diagrame de interacţiune $M - N$

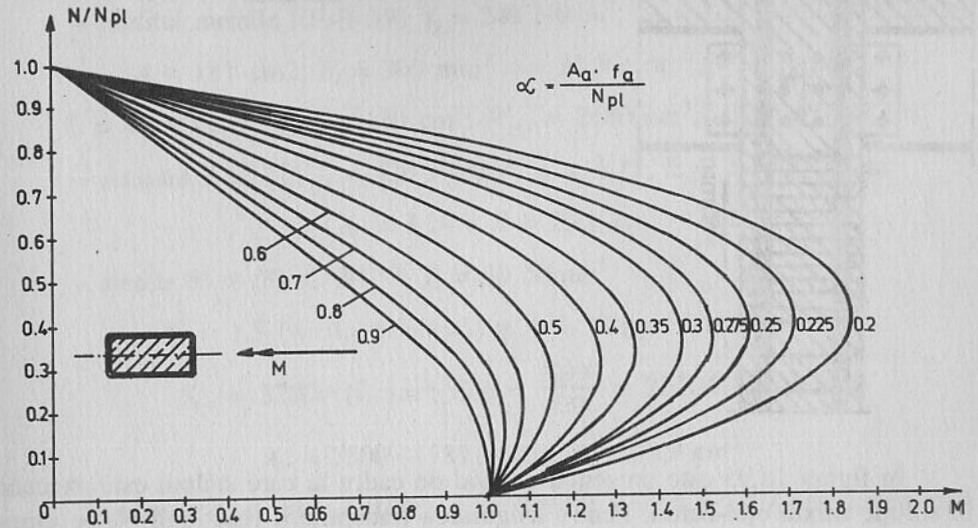


Fig. 18.93. Diagrame de interacţiune $M - N$

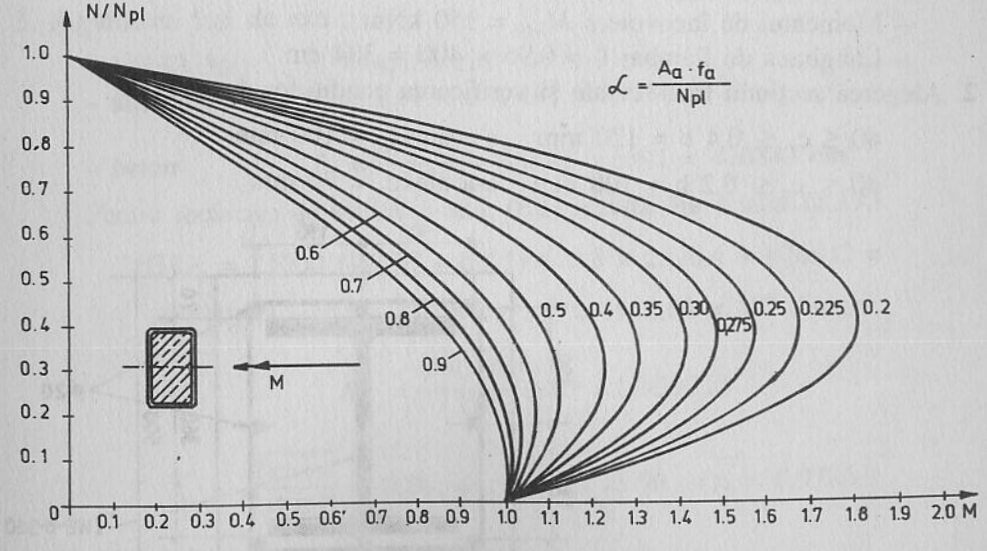


Fig. 18.94. Diagrame de interacţiune $M - N$

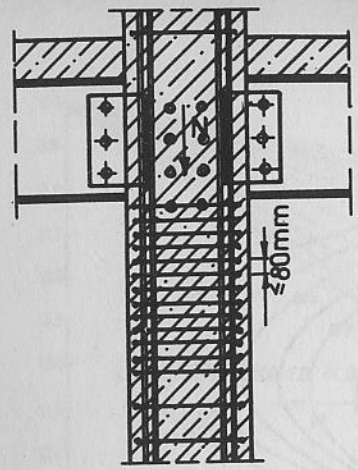


Fig. 18.95. Nod de cadru, cu stâlpul în soluție mixtă oțel-beton

În figura 18.95 este prezentat un nod de cadru la care stâlpul este executat în soluție mixtă oțel-beton. Pentru asigurarea transmiterii reacțiunii N, pe inima stâlpului sunt sudați conectori de forma unor dornuri cu cap, (fig. 18.75). În plus pe o lungime de până la 3b, respectiv 3d, distanțele dintre etrieri nu vor depăși 80 mm.

Exemplu numeric 18.8

Să se verifice secțiunea mixtă a stâlpului a cărui secțiune transversală este arătată în figura 18.96 a.

1. Datele problemei:

- Efortul axial $N_{Sd} = 5741$ kN.
- Momentul de încovoiere $M_{Sdy} = 150$ kNm.
- Lungimea de flambaj $l_f = 0{,}96 \times 400 = 384$ cm.

2. Alegerea secțiunii transversale și verificarea condițiilor de margine

$40 \le c_y \le 0{,}4\ b = 120$ mm s-a ales $c_y = 100$ mm

$40 \le c_z \le 0{,}2\ h = 108$ mm s-a ales $c_z = 70$ mm

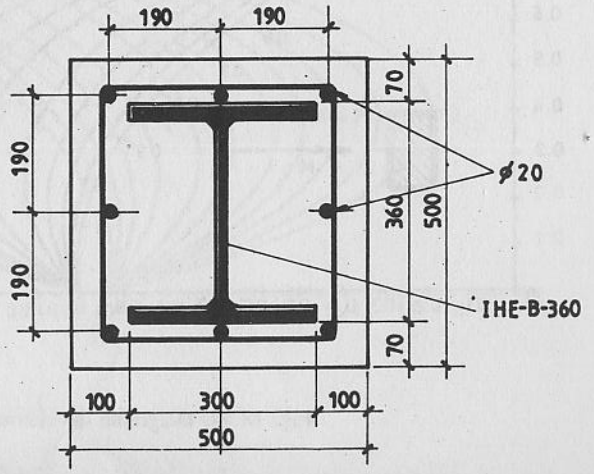


Fig. 18.96 a. Exemplu numeric

3. Secțiunile elementelor componente și caracteristicile lor mecanice:

- Profilul metalic HE-B-360; $f_y = 240$ N/mm^2; $\gamma_M = 1{,}1$; E = 210000 N/cm^2

$A = 181$ cm2; $b_f = 300$ mm; $t_f = 22{,}5$ mm; $t_w = 12{,}5$ mm

$I_y = 43190$ cm^4; $I_z = 10140$ cm^4; $W_{ply} = 2680$ cm^3; $Wplz = 1025$ cm^3

- Arătură 8 ∅ 20; $f_s = 420$ N/mm^2; $\gamma_s = 1{,}15$; E = 210000 N/cm^2

$$A_s = 3{,}14 \times 8 = 25{,}1 \text{ cm}^2$$

- Beton 50 × 50; C 30/37; $f_c = 30$ N/mm^2

$\gamma_c = 1{,}5$ (verif. rezistentă) $\gamma_c = 1{,}35$ (verif. stabilitate)

$$E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2;\ Ecd = \frac{32000}{1{,}35} = 23704 \text{ N/mm}^2$$

$$A_c = 2500 - 181 - 25{,}1 = 2293{,}9 \text{ cm}^2$$

Condiția: $A_s = 25{,}1 < 0{,}04 \cdot A_c = 2293{,}9 \times 0{,}04 = 91{,}7$ este îndeplinită.

4. Rezistența secțiunii transversale la efort axial

$$N_{pl} = 181 \frac{24}{1{,}1} + 229{,}9 \frac{0{,}85 \times 3}{1{,}5} + 25{,}1 \frac{42}{1{,}15} =$$

$$= 3949{,}1 + 3889{,}6 + 916{,}7 = 8765{,}4 \text{ kN}$$

Condiția: $\frac{N_a}{N_{pl}} = \frac{3949{,}1}{8765{,}1} = 0{,}45 < 0{,}9$ este îndeplinită

5. Rigiditatea față de axa y:

- I HEB 360 $I_y = 43190$ cm^4
- armături $I_{sy} = 3{,}14 \times 6 \times 19^2 = 6801$ cm^4
- beton $I_{cy} = \frac{50 \times 50^3}{12} - 43190 - 6801 = 470842$ cm^4

Pentru încărcări de scurtă durată, (E.I) rezultă din relația 18.193.

$$(E.I.)_y = 21000\ (43190 + 6801) + 0{,}8 \times 2570{,}4 \times 470842 =$$

$$= 1049{,}81 \times 10^6 + 892{,}87 \times 10^6 = 1942{,}68 \times 10^6 \text{ kNcm}^2$$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 \times 1942{,}68}{384^2} 10^6 = 129397 \text{ kN}$$

$$\overline{\lambda}_y = \sqrt{\frac{8765{,}4}{129847}} = 0{,}26;$$ din tabelul 13.5b $\rightarrow x_b = 0{,}9786$

6. Rigiditatea după axa z:

- I HEB 360 $I_z = 10140$ cm^4
- armături $I_{sz} = 3{,}14 \times 6 \times 19^2 = 6801$ cm^4

– beton $I_{cz} = \frac{50 \times 50^3}{12} - 10140 - 6801 = 503892$ cm2

$$(E.I.)_z = 21000\ (10140 + 6801) + 0{,}8 \times 2370{,}4 \times 503892 =$$

$$= 355{,}76 \times 10^6 + 955{,}54 \times 10^6 = 1311{,}30 \times 10^6$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 \times 1311{,}30}{384^2}\ 10^6 = 87679{,}7\ \text{kN}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{8765{,}4}{87679{,}7}} = 0{,}32 \text{ din tabelul 13.5c } \chi_c = 0{,}949$$

$$N_{Rdy} = 0{,}9786 \times 8765{,}4 = 8578\ kN > 5741\ kN$$

$$N_{Rdz} = 0{,}949 \times 8765{,}4 = 8261\ kN > 5741\ kN$$

Efectul de ordinul doi poate fi neglijat fiind îndeplinită condiția:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{cr}} = \frac{5741}{87679{,}7} = 0{,}065 < 0{,}1.$$

7. Calculul momentelor plastice capabile.

Se admite că axa neutră taie inima profilului.

Poziția axei neutre rezultă din relația 18.152

$$x = \frac{181\ \frac{24}{1{,}1} - 30 \times 2{,}25 \left(2\ \frac{24}{1{,}1} - \frac{3}{1{,}5}\right) + 1{,}25\ (7 + 2{,}25) \left(2\ \frac{24}{1{,}1} - \frac{3}{1{,}5}\right)}{50\ \frac{3}{1{,}5} + 1{,}25 \left(2\ \frac{24}{1{,}1} - \frac{3}{1{,}5}\right)} =$$

$$= \frac{3949{,}1 - 2810{,}5 + 481{,}4}{100 + 52{,}0} = 10{,}65\text{cm} > 7 + 2{,}25 = 9{,}25\text{ cm}.$$

Valoarea momentului plastic capabil rezultă din relația 18.153.

$$M_{plRd} = 0{,}5 \times 181 \times \frac{24}{1{,}1}\ (50 - 10{,}65) +$$

$$+ 0{,}5 \times 30 \times 2{,}25 \left(2\ \frac{24}{1{,}1} - \frac{3}{1{,}5}\right)(10{,}65 - 2y7 - 2{,}25) -$$

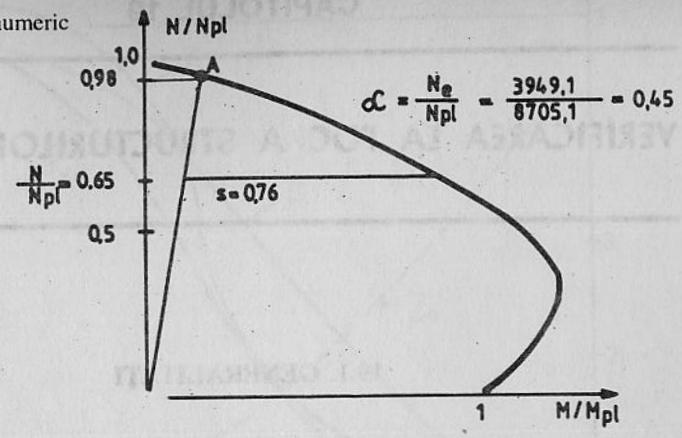
$$- 0{,}5 \times 1{,}25\ (10{,}65 - 7 - 2{,}25) \left(2\ \frac{24}{1{,}1} - \frac{3}{1{,}5}\right)(7 + 2{,}25) =$$

$$= 77698 - 7868 - 440 = 69390\ \text{kNm}$$

Introducând în diagrama din figura 18.96 b valoarea raportului N_{cr}/N_{ply} ca ordonată,

$$x = \frac{N_{cry}}{N_{ply}} = \frac{8578}{8765{,}4} = 0{,}9716$$

Fig. 18.96 b. Exemplu numeric



se trasează în diagramă dreapta înclinată care leagă originea „O" cu punctul A de pe curbă. Se trasează mai departe în diagramă orizontala la nivelul

$$\frac{N_{Sdy}}{N_{pl}} = \frac{5741}{8765{,}4} = 0{,}65$$

și se măsoară în diagramă segmentul $s = 0{,}76$

Valoarea maximă a momentului capabil M_y rezultă:

$$M_{y,\,max} = 0{,}9 \times 0{,}76 \times 693{,}9 = 474{,}6\ kNm > 150\ kNm$$

CAPITOLUL 19

VERIFICAREA LA FOC A STRUCTURILOR METALICE

19.1. GENERALITĂȚI

În domeniul clădirilor cu multe etaje, focul reprezintă un pericol major atât pentru viața celor prinși în clădire în momentul apariției incendiului cât și pentru rezistența și stabilitatea structurii.

Pericolul pierderii de vieți omenești și al pierderilor materiale importante, trebuie pe cât posibil evitat prin măsuri active, acțiunea pompierilor și măsuri pasive cu care prin proiectare, clădirea trebuie să fie corect alcătuită și corespunzător dotată.

Datorită temperaturilor ridicate, care se pot produce în cazul unui incendiu declanșat într-un spațiu închis și relativ redus și evident în funcție de cantitatea de combustibil aflată în incintă, calitățile fizico-mecanice ale materialelor, care în principal alcătuiesc structura de rezistență a clădirii, oțelul și betonul, se reduc în mod important.

În figura 19.1 sunt prezentate reducerile limitelor de curgere f_y, de rupere f_u și a modulului de elasticitate E, precum și creșterea alungirii la rupere δ_u a oțelului, în funcție de variația de temperatură t [C°]. În figura 19.2 este, de asemenea, reprezentată în funcție de temperatură, reducerea rezistenței la compresiune și a modulului de elasticitate, precum și creșterea coaeficientului de refulare la compresiune ale betonului.

Datorită acestor reduceri importante ale caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor, există pericolul ca sub acțiunea încărcărilor permanente și utile, unele elemente ale structurii, stâlpi, rigle, grinzi, planșee, să-și piardă capacitatea de rezistență și de stabilitate și să conducă la apariția unor defecte grave în structura de rezistență a clădirii. De asemenea, focul intens prin acțiunea fumului și gazelor provoacă pericole majore de sufocare, intoxicare și arsuri a persoanelor aflate în spațiul afectat.

În diagrama din figura 19.3 este prezentat un concept global referitor la protecția anti-foc. Acest concept se referă la o verificare a structurii de rezistență realistă, admițând de exemplu în combinația de încărcări în afară de greutatea proprie numai 0,5 din încărcarea variabilă și la măsuri active de protecție care privesc în special:

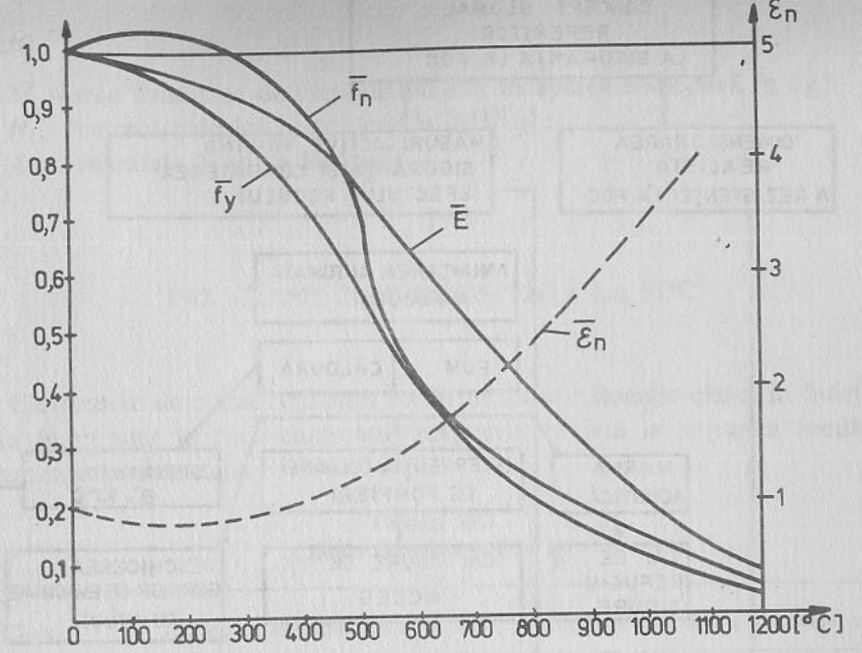


Fig. 19.1. Variația caracteristicelor mecanice ale oțelului în funcție de temperatură

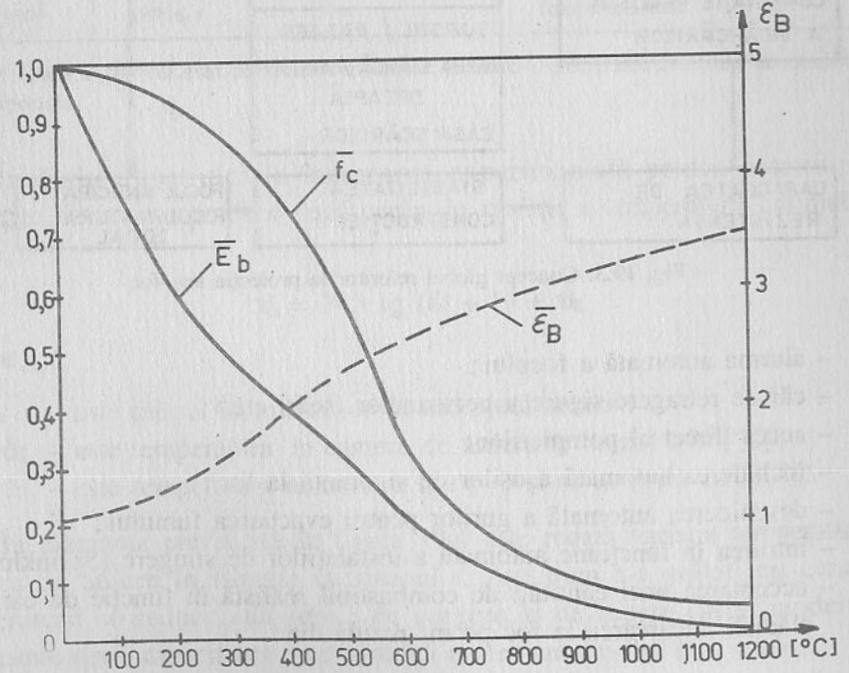


Fig. 19.2. Reducerea rezistenței la compresiune a betonului în funcție de temperatură

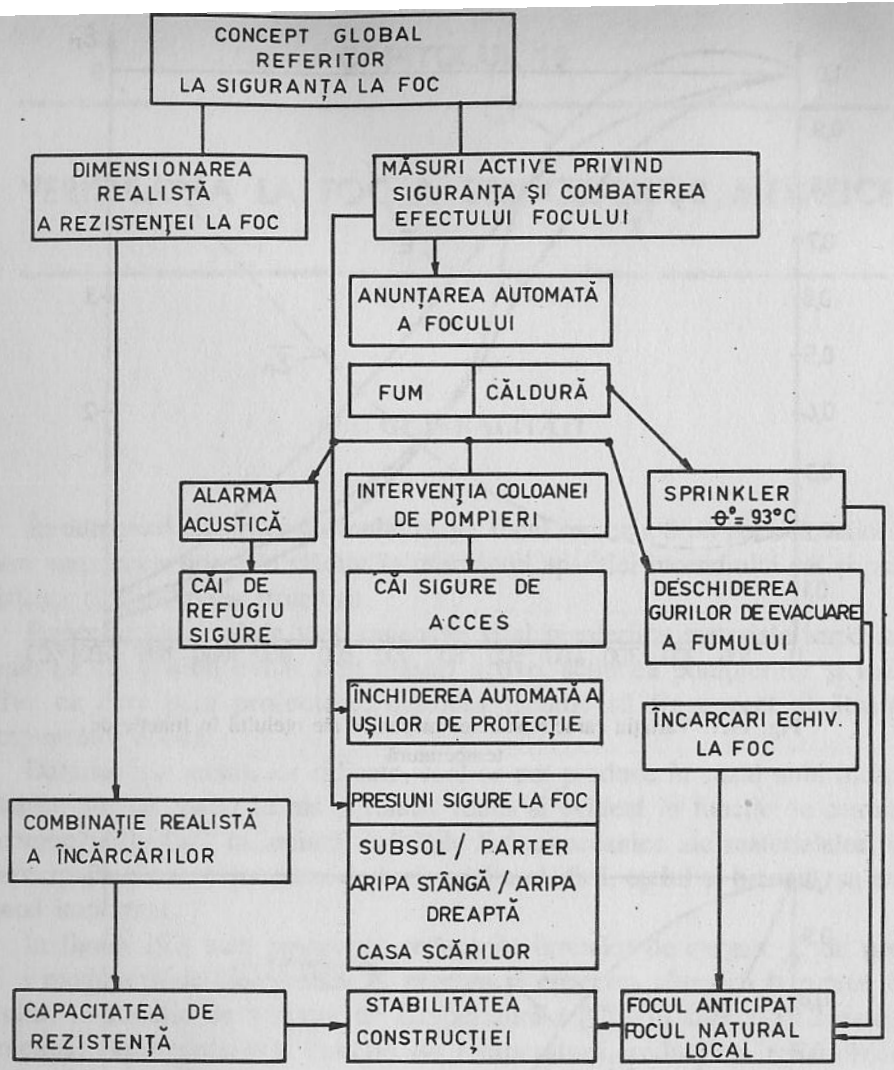


Fig. 19.3. Concept global referitor la protecția anti-foc

– alarma automată a focului;
– căi de retragere sigure a persoanelor (scări etc.);
– acces direct al pompierilor;
– închiderea automată a ușilor de siguranță la foc;
– deschiderea automată a gurilor pentru evacuarea fumului;
– intrarea în funcțiune automată a instalațiilor de stingere (Sprinkler);
– acceptarea unei cantități de combustibil realistă în funcție de caracterul clădirii. Încărcarea la foc pe m^2 rezultă din:

$$q = \frac{\Sigma M_i \cdot H_i}{A} \qquad (19.1)$$

în care:

M_i – este cantitatea de combustibil din încăperea respectivă în kg;
H_i – puterea calorică respectivă în [MJ/kg];
A – suprafața în m^2 a încăperii.

19.2. CLASELE DE REZISTENȚĂ LA FOC

Elementele de construcții sunt împărțite în următoarele clase, în funcție de durata în minute la care elementul respectiv rezistă la acțiunea focului în încercarea experimentală.

Tabelul 19.1
Clasele de rezistență la foc

Clasa	Durata de rezistență în minute	Denumirea tehnică a rezistenței la foc
F 30	$30 \leq t < 60$	frânează arderea
F 60	$60 \leq t < 90$	frânează puternic arderea
F 90	$90 \leq t < 180$	rezistent
F 180*	$180 \leq t$	foarte rezistent

* Clasa F.180 nu este prevăzută în norme. Această clasă, poate fi cerută de oficilități în cazuri speciale.

Încălzirea spațiului la încercarea experimentală pentru determinarea rezistenței la foc, se produce după curba de variație a temperaturii definită prin relația:

$$\vartheta_t = 345 \lg (8t + 1) + \vartheta_0 \qquad (19.2)$$

în care:

t – este timpul în minute de la începutul arderii;
ϑt – este temperatura în camera de ardere la timpul t în [°C];
ϑ_0 – este temperatura în cameră la $t = 0$ și se ia egală cu 20 °C.

În diagrama prezentată în figura 19.4 este redată variația temperaturii în camera de ardere în funcție de timpul t. Așa cum s-a arătat, cu creșterea temperaturii se reduce atât limita de curgere și de rupere cât și modulul de elasticitate deci, capacitatea de rezistență a elementului din oțel scade.

Conform normei ÖNORM-B-3800-T-2 – pentru ca un element să reziste corespunzător clasei de rezistență în care este încadrat trebuie ca:

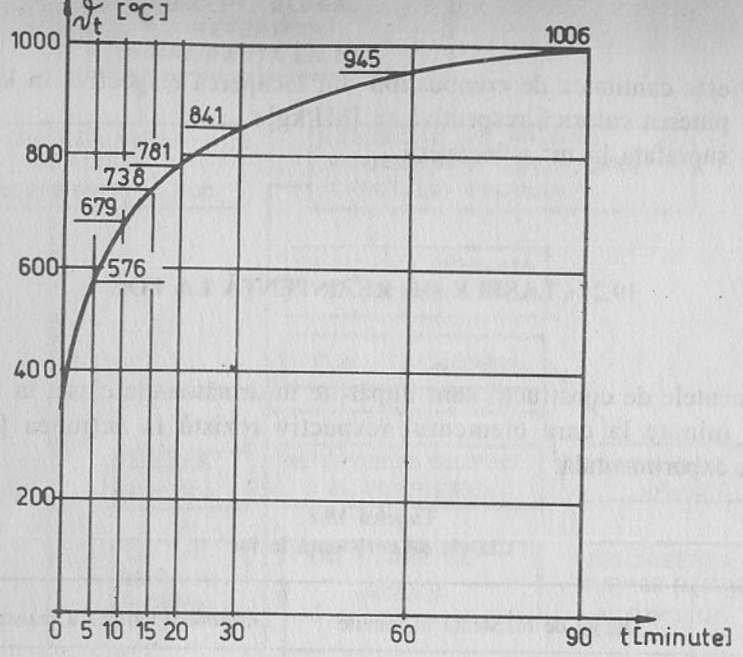


Fig. 19.4. Variația temperaturii în camera de ardere

- temperatura suprafeței exterioare, independent de încărcare, să nu depășească 500 °C;
- sau elementul experimental sub încărcarea din greutatea proprie și cea utilă acceptată pentru această încărcare, să nu cedeze [19.1], coeficientul de siguranță fiind $\gamma \geq 1$.

Se admite că materialele de protecție luate în considerare în verificările de rezistență la foc, sunt eficiente pentru acest scop, dacă sunt aplicate în mod tehnic corespunzător și folosirea unor uleiuri pentru a asigura adeziunea nu dăunează calitatea straturilor de protecție anticorosivă.

19.3 FACTORII CARE INFLUENȚEAZĂ DURATA DE REZISTENȚĂ

Durata rezistenței la foc a unui element din structura metalică, depinde de următorii factori care intervin în calculul de determinare a acestei durate și anume:

- Dimensiunile profilului din oțel.
- Forma, grosimea și calitățile fizice ale materialelor de protecție (coeficientul de conductivitate termică, densitatea și conținutul de apă).
- Încărcarea, dacă verificarea, respectiv dimensionarea se face luând în considerare efectul încărcărilor.

În cazul elementelor neprotejate factorul de profil este egal cu valoarea raportului dintre suprafața laterală a elementului expusă focului [m^2] și volumul profilului [m^3]. În general, acest factor este egal cu valoarea raportului dintre perimetrul profilului expus focului U [m] și secțiunea A [m^2] a elementului respectiv.

În cazul elementelor protejate, în locul perimetrului expus focului se introduce lungimea interioară desfășurată a stratului de protecție. În cazul că materialul de protecție se aplică direct pe profilul elementului lungimea acestuia este identică cu lungimea perimetrului profilului expus focului.

În figura 19.5 sunt prezentate relațiile cu care pot fi determinate valorile factorului de profil atât pentru secțiuni neprotejate cât și pentru cele protejate la foc, în cazul că efectul încălzirii se manifestă din toate direcțiile. În figura 19.6

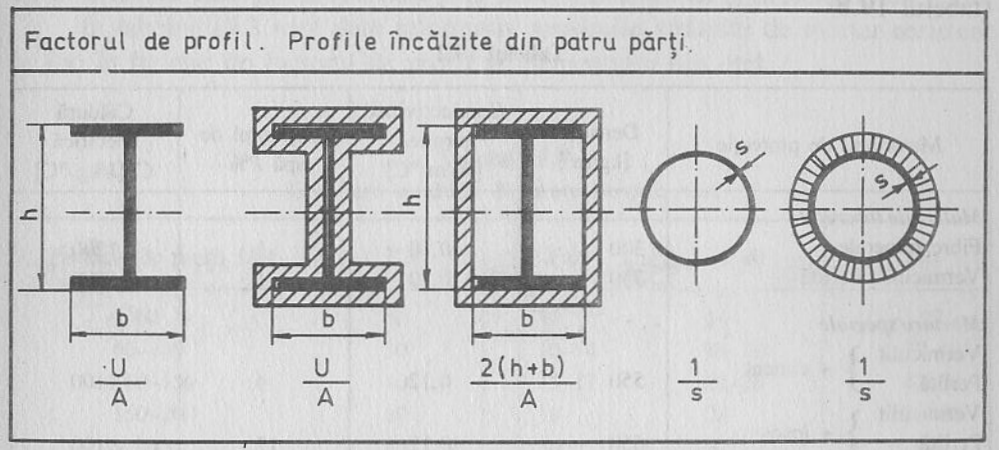


Fig. 19.5. Factorul de profil-încălzirea după toate direcțiile

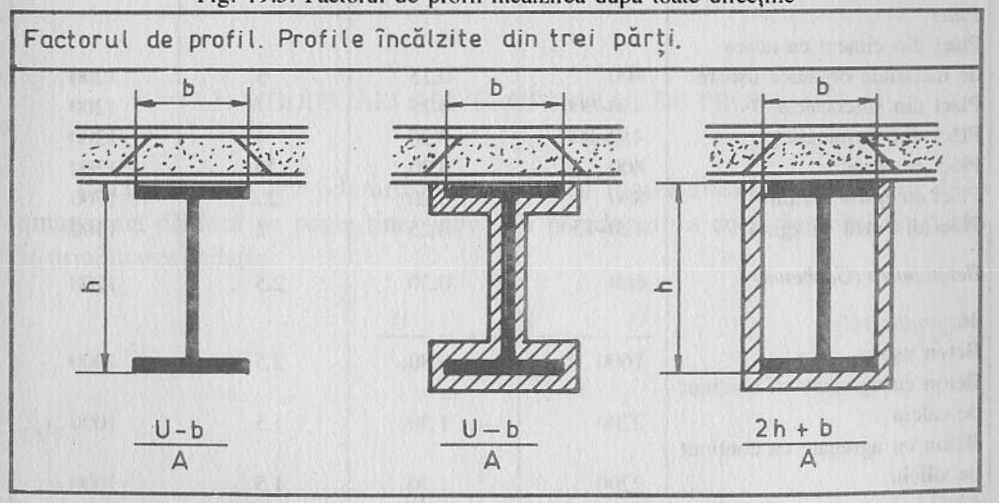


Fig. 19.6. Factorul de profil-încălzirea după trei direcții

sunt date relaţii pentru determinarea valorii factorului de profil în cazul că încălzirea se produce după trei direcţii. Placa din beton armat care izolează profilul din oţel contra focului după direcţia respectivă, trebuie să aibă o clasă de rezistenţă la foc cel puţin egală cu cea a profilului.

19.3.2. MATERIALE DE PROTECŢIE

Materialele de protecţie la foc a elementelor din oţel sunt incombustibile şi au o mare stabilitate la temperaturi ridicate. Sunt caracterizate printr-o densitate redusă, prin coeficientul de conductivitate termică λ_i [W/(m, °C)] grosimea stratului d_i [m] şi conţinutul de apă exprimat în procente faţă de greutate P [%].

În tabelul 19.2 sunt prezentate caracteristicile diferitelor materiale care sunt folosite ca materiale de protecţie antifoc: mortare, plăci, vopsele intumescente (tabelul 19.8).

Tabelul 19.2

Materialul de protecţie	Densitate [kg/m³]	Conductivitate termică [W/m °C]	Conţinutul de apă P%	Căldură specifică C_i [J/kg °C]
Materiale torcretate				
Fibre minerale	300	0,10	1	1200
Vermiculit, Perlită	350	0,10	1	1200
Mortare speciale				
Vermiculit, Perlită + ciment	550	0,12	4	1100
Vermiculit, Perlită + ipsos	650	0,12	12	1100
Plăci				
Plăci din ciment cu adaos de metariale organice uşoare	800	0,15	5	1200
Plăci din silicocalcar	450–900	0,15	4	1200
Plăci din vermiculit	450–800	0,20	4	1200
Plăci cu ipsos	800	0,20	20	1700
Plăci cu ipsos–carton	800	0,20	20	1700
Plăci din vată de zgură	120–1500	0,25	2	1100
Beton poros (Gazbeton)	600	0,30	2,5	1100
Materiale grele				
Beton uşor	1600	0,80	2,5	1000
Beton cu agregate cu conţinut de calciu	2200	1,30	1,5	1000
Beton cu agregate cu conţinut de siliciu	2200	1,70	1,5	1000
Cărămizi pline	1800	1,20	–	900

În locul mortarelor cu fibre din azbest material interzis a fi folosit în majoritatea ţărilor datorită caracterului cancerigen, materiale de protecţie folosite sub formă de mortar torcretat pe suprafeţele elementelor din oţel sunt următoarele:

- mortare pe bază din fibre minerale obţinute din expandarea puternică a zgurei de furnal (vată de zgură) în amestec cu ciment sau ipsos;
- mortare pe bază de perlită în amestec cu ciment sau ipsos. Perlita este obţinută dintr-o rocă vulcanică, silicat aluminos. Granulată şi încălzită la 1100 °C şi apoi expandată, produce un material spongios cu foarte bune calităţi de izolant termic;
- mortare pe bază de vermiculit, vermiculitul este obţinut dintr-o rocă silicat alumino-magnezian. Granulată, încălzită şi apoi expandată produce, de asemenea, un material poros cu foarte bune calităţi de izolant termic.

Aceste materiale sunt livrate şi sub formă de plăci cu diferite grosimi şi cu dimensiuni care pot fi realizate prin tăiere întocmai ca şi produsele din lemn.

În tabelul 19.3 sunt date informativ grosimile stratului de mortar rezistent la foc în funcţie de factorul de profil al elementului din oţel.

Tabelul 19.3

Grosimea stratului de protecţie d în mm

Factorul de profil U/A	F.30	F.60	F.90	F.180
≤ 60	10	10	14	27
60–100	10	10–14	14–20	27–40
100–150	10	15–17	21–26	42–50
150–200	10	18	28	50–60
> 240	10	20	30	63

19.3.3. MODIFICĂRI ALE FACTORULUI DE PROFIL U/A

Dacă se ia în considerare şi capacitatea materialului de protecţie de a înmagazina căldură se poate ţine seama de o reducere a coeficientului de profil cu următoarea relaţie:

$$\frac{U}{A_{red}} = \frac{1}{1 + \omega d_i \frac{U}{A}} \cdot \frac{U}{A} \qquad (19.3)$$

unde:

$$\omega = \frac{c_i \cdot \rho_i}{2 c_s \cdot \rho_s} \qquad (19.4$$

în care:

c_i – căldura specifică a stratului protector [J/(kg °C)];
ρ_i – densitatea stratului protector [kg/m^3];
c_s – 520 [J/(kg. °C)] – căldura specifică a oţelului;
ρ_s – 7850 [kg/m^3] – densitatea oţelului.

La profilele neprotejate cu $U/A < 20$ m^{-1}, factorul de profil trebuie majorat, deoarece ipoteza unei repartizări uniforme a căldurii pe întreaga secţiune nu mai corespunde. Factorul de profil redus se calculează din relaţia:

$$\left(\frac{U}{A}\right)_{maj} = \left(1{,}20 - 0{,}010\,\frac{U}{A}\right)\frac{U}{A} \quad \text{pentru} \quad 10\ \text{m}^{-1} \le \frac{U}{A} < 20\ \text{m}^{-1} \qquad (19.5)$$

şi

$$\left(\frac{U}{A}\right)_{maj} = 11{,}0\ \text{m}^{-1} \quad \text{pentru} \quad \frac{U}{A} < 10\ \text{m}^{-1}.$$

19.3.4. CONŢINUTUL DE APĂ AL STRATULUI PROTECTOR

La atingerea temperaturii de 100 °C în stratul protector, datorită evaporării apei conţinută în material (vezi tab. 19.1) se produce o întârziere a creşterii temperaturii în elementul metalic (fig. 19.7). Aproximativ această întârziere t_v se poate stabili din relaţia

$$t_v = 200\,\frac{p_i \cdot \rho_i\, d_i^2}{\lambda_i \cdot \rho_w} = \frac{p_i\ \rho_i\ d_i^2}{5\ \lambda_i} \qquad (19.6)$$

cu:

- p_i exprimat în procente (tab. 19.1); va fi luat în considerare numai în cazul $p_i \ge 3\%$,
- $\delta_w = 1000$ kg/m^3.

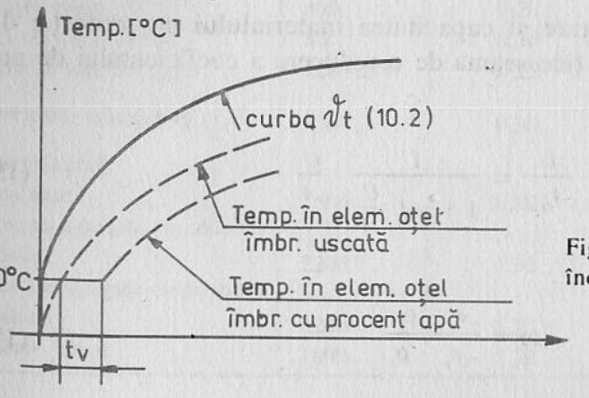


Fig. 19.7. Întârzieri în producerea încălzirii datorită materialelor de protecţie

În verificările dimensionale se ţine seama de conţinutul de apă din stratul de protecţie prin factorul C_t care rezultă din formula:

$$C_t = \frac{t}{t - 1{,}2\ t_v} \qquad (19.7)$$

în care t_v reprezintă durata la foc prevăzută (F.30–F.90), exprimată în minute.

19.3.5. IPOTEZELE DE ÎNCĂRCARE

În cadrul ipotezelor de încărcare pentru verificarea dimensională a elementelor din oţel, la încărcarea cu foc se propun ipoteze realiste de exemplu în [19.1] se propune următoarea combinaţie de încărcări:

$$\Sigma\gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1i}\ Q_{ki} + \Sigma\psi_{2j} \cdot Q_{kj} + \Sigma A_d(t) \qquad (19.8)$$

în care:

G_k – valorile caracteristice ale încărcării permenente;
Q_{ki} – valoarea caracteristică a celei mai importante acţiuni variabile;
Q_{kj} – valorile caracteristice a celorlalte acţiuni variabile;
$A_d(t)$ – valori de calcul datorită expunerii la foc;
$\gamma_{GA} = 1$
$\psi 1_i$ şi $\psi 2_j$ – coeficienţi de combinare din Eurocode Part. 1 tab. 3.

Se admite şi o verificare simplificată cu relaţia

$$E_{1i} = \eta_{1i} \cdot E_d \qquad (19.9)$$

în care:

E_{1i} – este valoarea de calcul corespunzătoare situaţiei de foc ;
E_d – este valoarea de calcul determinată din combinaţia încărcărilor fundamentale conform Eurocode 3, incluzând şi valorile γ_F.
η_{1i} – un coeficient care rezultă din

$$\eta_{1i} = (\gamma_{GA} + \psi_{1i} \cdot \xi) \,/\, (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi) \qquad (19.10)$$

cu ξ – valoarea raportului dintre încărcarea variabilă importantă şi încărcarea permanentă

$$\xi = \frac{Q_{ki}}{G_k}. \qquad (19.11)$$

În [19.1] ca o combinaţie realistă în cazul încărcării cu foc se propune cea mai defavorabilă

$$1{,}0\ G + 0{,}5\ Q$$
$$1{,}0\ G + 0{,}5\ W + 0{,}3\ Q \qquad (19.12)$$

unde :

G – încărcarea permenentă ;
Q – încărcarea utilă ;
W – încărcarea din vânt.

19.3.6. VERIFICAREA PRIN CALCUL A REZISTENȚEI SUFICIENTE LA FOC A ELEMENTELOR DIN OȚEL

19.3.6.1. Verificarea rezistenței independentă de încărcare ($\vartheta_s \leq 500$ °C). Rezistența la foc în funcție de clasa de rezistență (F.30, F.60, F.90) este verificată dacă este satisfăcută inegalitatea

$$\left(\frac{U}{A}\right)_{\substack{red\ (19.3)\\ maj\ (19.5)}} \leq C_l \left(\frac{10^3}{a}\,\frac{d_i}{\lambda_i} + \frac{b}{a}\right) \qquad (19.13)$$

cu valorile date în date în tabelul 19.4.

Tabelul 19.4

	$10^3/a$	b/a
F.30	2809	31,75
F.60	1119	14,41
F.90	667	6,42

C_l din relația (19.7), λ_i din tabelul 19.2, d_i în [m]

19.3.6.2. Verificarea rezistenței la foc cu luarea în considerare a efectului încărcării ($\vartheta_s \geq 500$ °C). Această verificare are sens numai în cazul când elementul din oțel la temperatura ambiantă are încă rezerve de rezistență și cu mijloace de protecție relativ reduse poate fi adus în situația de a rezista la temperaturi ridicate și pe durata clasei de rezistență prevăzută (F.30, F.60, F.90).

Se determină mai întâi temperatura ϑ_s a elementului în funcție de durata prevăzută și de caracteristicile materialului de protecție (d_i, λ_i) cu relația :

$$\vartheta_s = \frac{A_1 \cdot c + A_2 \cdot e}{A_1 + A_2 \cdot d} \qquad (19.14)$$

în care :

$$A_1 = \frac{1}{C_l}\left(\frac{U}{A}\right)_{\substack{red\\ maj}} - g \qquad (19.15)$$

$$A_2 = 10^3\,\frac{d_1}{\lambda_j} + f. \qquad (19.16)$$

Factorii c până la g sunt dați în tabelul 19.5.

Tabelul 19.5

	c	d	e	f	g
F.30	1072	4,12	454,00	8,60	7,59
F.60	1078	1,38	43,67	6,47	4,17
F.90	1129	0,86	10,45	5,64	2,66

Valorile limitei de curgere în funcție de temperatură $f_{y\vartheta}$ și ale modulului de elasticitate E_ϑ rezultă din figura 19.1 și din tabelul 19.6, în care sunt date valorile raportului $\Psi = \frac{f_{y\vartheta}}{f_{y20}}$ și ale modulului de elasticitate.

Tabelul 19.6

Temperatura oțelului ϑ_s [°C]	$\overline{\Psi} = \frac{f_{y\vartheta}}{f_y}$	E_ϑ [N/mm²]	Temperatura oțelului ϑ_s [°C]	$\overline{\Psi} = \frac{f_{y\vartheta}}{f_y}$	E_ϑ [N/mm²]
20	1,000	210000	500	0,480	129570
			510	0,461	122937
300	0,778	192460	520	0,441	115789
310	0,776	191190	530	0,422	108098
320	0,754	189820	540	0,401	99832
330	0,742	188337	550	0,381	90960
340	0,729	186727	560	0,359	81450
350	0,717	184977	570	0,338	71268
360	0,703	183071	580	0,315	60380
370	0,690	180994	590	0,293	48752
380	0,676	178728			
390	0,661	176257	600	0,269	36347
			610	0,248	
400	0,647	173560	620	0,228	
410	0,632	170621	630	0,210	
420	0,616	167418	640	0,194	
430	0,605	163929	650	0,180	
440	0,585	160133	660	0,167	
450	0,568	156007	670	0,155	
460	0,551	151528	680	0,144	
470	0,534	148671	690	0,134	
480	0,516	141409	700	0,125	
490	0,498	135718	700	$\Psi = 108\left(\frac{\vartheta_s}{1000}\right)\left(\frac{1}{\vartheta_s - 400}\right)$	

În cazul barelor solicitate la eforturi de compresiune sau la încovoiere și compresiune temperatura ϑ_s nu trebuie să depășească 600 °C.

19.3.6.3. Verificarea capacității de rezistență la temperatura ϑs. Verificarea se face din condiția ca secțiunea elementului din oțel să satisfacă inegalitatea:

$$S\,(g + p) \leq R_\vartheta \tag{19.17}$$

în care:

$S\,(g + p)$ – este efortul determinat din ipoteza de încărcare realistă cu $(g + p)$.

R_ϑ – este efortul plastic capabil al secțiunii, la temperatura ϑ_s.

În funcție de felul solicitării efortul plastic capabil rezultă:

a) *Încovoiere:*

$$R^*_\vartheta = M^*_{pl\vartheta} = \frac{W_{pl} \cdot f_{y\vartheta}}{\chi_B} \tag{19.18}$$

χ_B – este un factor de adaptare a calculelor la rezultatele experimentale și rezultă din:

– pentru un element static determinat

$$\chi_B = 0{,}25\,\frac{\sigma}{f_y} + 0{,}75 \geq 0{,}8 \tag{19.19a}$$

– pentru un element odată static nederminat

$$\chi_B = 0{,}50\,\frac{\sigma}{f_y} + 0{,}50 \geq 0{,}8 \tag{19.19b}$$

– pentru un sistem de mai multe ori static nedeterminat

$$\chi_B = 0{,}75\,\frac{\sigma}{f_y} + 0{,}25 \geq 0{,}8 \tag{19.19c}$$

cu:

$$\sigma = \frac{M^*}{W_{pl}} \quad \text{sau} \quad \frac{0{,}85N^*}{A} + \frac{M^*}{W_{pl}}.$$

b) *Întindere:*

$$R^*_\vartheta = N^*_{pl\vartheta} = \frac{A \cdot f_{y\vartheta}}{\chi_z} \tag{19.20}$$

cu:

$$\chi_z = 0{,}85$$

c) *Compresiune:*

$$R^*_\vartheta = N_{k\vartheta} = \frac{A\sigma_{k\vartheta}}{\chi_D} \tag{19.21}$$

cu:

$$\sigma_{k\vartheta} \leq 600\ ^\circ\text{C} \text{ și } \chi_D = 0{,}85$$

$$\sigma_{k\vartheta} = f_{y\vartheta}\left(\frac{\sigma_k}{f_y}\right). \tag{19.22}$$

În domeniul plastic

$$0 < \overline{\lambda} \leq 1{,}195$$

$$\frac{\sigma_k}{f_y} = 1{,}000 - 0{,}195\,\overline{\lambda} - 0{,}185\,\overline{\lambda}^{2,5}. \tag{19.23}$$

În domeniul elastic

$$\overline{\lambda} > 1{,}195$$

$$\frac{\sigma_k}{f_y} = \frac{0{,}683}{\overline{\lambda}^2} \tag{19.24}$$

cu:

$$\overline{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_{y\vartheta}}{E_\vartheta}} \quad \text{și} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

lungimea de flambaj a elementului l_f se determină ca și în cazul verificării la temperatură ambiantă.

d) *Încovoiere + Întindere*:

$$R_\vartheta = \frac{\chi_z \cdot N^*}{A} + \frac{M^*}{W_{pl}} \tag{19.25}$$

cu

$$\chi_z = 0{,}85$$

e) *Încovoiere + Compresiune:* verificarea se consideră satisfăcută $S(g + p) \leq R^*_\vartheta$, dacă punctul cu ordonata $N/N_{pl\vartheta}$ se află în interiorul celor două diagrame arătate în figura 19.8. Diagrama a se referă la încovoiere față de axa y și b la încovoiere față de axa z. Relațiile de interacțiune pentru cele două domenii $O \leq N/N_{pl} < \delta$ și $\delta \leq N/N_{pl} < 1$ sunt prezentate în cele două figuri: δ reprezintă valoarea raportului raportului A_w/A (aria secțiunii inimii față de secțiunea totală).

Valoarea momentului de încovoiere M^* din greutatea proprie și încărcarea utilă se amplifică cu factorul $k(n)$, care ține seama de efectul deformațiilor (calculul de ordinul II).

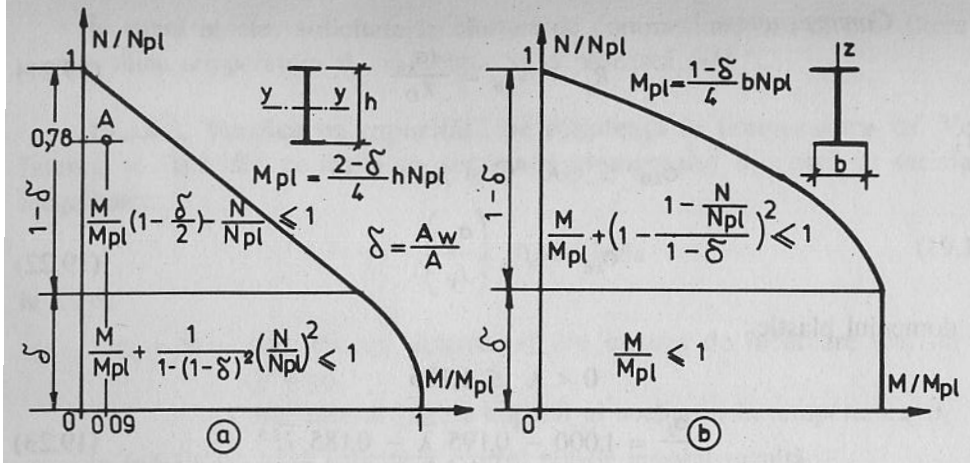


Fig. 19.8. Verificarea la încovoiere plus compresiune

În funcție de condițiile de rezemare pentru $k(n)$ se va lua:

diagramă de momente triunghiulară

$$k\ (n) = \frac{1 - 0{,}18\ n}{1 - n} \tag{19.26a}$$

diagramă de momente trapezoidală

$$k\ (n) = \frac{1 - 0{,}18\ n\ (1 - 2{,}4)\ \frac{M_i}{N_{ki}}}{1 - n} \tag{19.26b}$$

în care:

$$n = \frac{N^*}{N_{ki\vartheta}} \quad \text{și} \quad N_{ki} = \frac{\sigma_{ki\vartheta} \cdot A}{\chi_D} \tag{19.27}$$

tensiunea critică $\sigma_{ki\vartheta}$ are următoarele valori:

pentru

$$O < \bar{\lambda} \leq 1{,}195 \rightarrow \sigma_{ki\vartheta} = \sigma_{k\vartheta}\ (1 + 0{,}388\ \bar{\lambda}) \tag{19.28}$$

pentru

$$\bar{\lambda} > 1{,}195 \rightarrow \sigma_{ki\vartheta} = \sigma_{k\vartheta}/0{,}683 \tag{19.29}$$

cu $\sigma_{k\vartheta}$ din (19.22) pentru $\vartheta \leq 600$ °C

$N_{pl,\vartheta}$ rezultă din (19.20) și $M_{pl\vartheta}$ din (19.18)

Dimensionarea protecției se poate face independent de efectul încărcării, dar în acest caz în cadrul clasei de rezistență la foc temperatura elementului din oțel nu trebuie să depășească 500 °C. În cazul luării în considerare și a efectului încărcării $(g + p)$ temperatura elementului poate depăși 500 °C, dar siguranța capacității de rezistență a elementului din oțel nu trebuie să fie sub 1.0.

19.3.7.1. Determinarea grosimii stratului de protecție, independentă de efectul încărcării pentru $\vartheta_s \leq 500$ °C. Determinarea grosimii stratului de protecție d_i executat dintr-un material cu caracteristicile λ_i, δ_i, c_i, p_i, și c_t și factorul de profil U/A date și pentru o clasă de rezistență la foc precizată, rezultă din următoarea condiție:

$$d_i \geq -\ A_3 + \sqrt{A_3^2 + A_4} \quad [\text{mm}] \tag{19.30}$$

în care:

$$A_3 = \frac{1}{2}\left(\frac{10^3}{\omega\left(\frac{U}{A}\right)} + b\lambda_i\right) \tag{19.31}$$

$$A_4 = \frac{10^3 \lambda_i}{\omega}\left(\frac{a}{c_t} - \frac{b}{U/A}\right) \tag{19.32}$$

cu ω din relația (19.4)

Valorile a și b, dependente de clasa de rezistență la foc sunt date în tabelul 19.7, C_t rezultă din relația (19.7).

Tabelul 19.7

	a	b
F.30	0,356	11,30
F.60	0,894	10,20
F.90	1,499	9,63

19.3.7.2. Determinarea grosimii stratului de protecție d_i ținând seama de efectul încărcării $(g + p)$ și $\vartheta_s > 500$ °C. Hotărâtor pentru determinarea grosimii stratului de protecție este temperatura critică ϑ_{scr} a elementului din oțel definită ca temperatura la care sub acțiunea încărcării $(g + p)$ este pe punctul de a-și pierde capacitatea de rezistență.

a) Temperatura critică a elementelor solicitate la încovoiere

$$f_{y\vartheta} = \frac{\chi_B \cdot M^*}{W_{pl}} \tag{19.33}$$

cu: $M^* = M_g + M_P$, iar χ_B din relaţia (19.19) $\psi = f_{y\vartheta}/f_y$ din tabela 19.5 $f_{y\vartheta}$ care este în acelaşi timp temperatura critică ϑ_{scr}.

b) Temperatura critică în cazul solicitării la întindere

$$f_{y\vartheta} = \frac{\chi_z \cdot N^*}{A} \tag{19.34}$$

cu

$$\chi_z = 0{,}85$$

$$\overline{\psi} = \frac{f_{y\vartheta}}{f_y}$$

din tabelul 19.5 rezultă $f_{y\vartheta} = f_{scr}$

c) Temperatura critică în cazul solicitării: întindere + încovoiere, compresiune, compresiune + încovoiere.

Determinarea temperaturii critice se poate face prin verificările prezentate în 19.3.5.3 c (compresiune) d (întindere + încovoiere) şi e (compresiune + încovoiere), prin egalarea S^* cu R^*_ϑ în general nu direct ci iterativ admiţând anumite grosimi d_i care satisfac egalitatea între efortul de calcul S şi efortul capabil R_ϑ. După determinarea temperaturii critice se poate trece la verificarea grosimii stratului de protecţie din relaţia (19.30).

Factorii *a* şi *b* care intervin în relaţiile (19.31) şi (19.32) se determină din:

$$a = \frac{c - \vartheta_{scr}}{d \cdot \vartheta_{scr} - e} \tag{19.35}$$

$$b = f + a \cdot g \tag{19.36}$$

cu *c, d, e, f, g,* din tabelul 19.5.

19.4. CREŞTEREA TEMPERATURII ϑ_s ÎN PROFILUL METALIC ÎN INTERVALUL DE TIMP Δt

Dacă se ia în considerare numai capacitatea de a înmagazina căldura elementului de oţel şi că datorită bunei conductivităţi termice a materialului rezultă o încălzire uniformă a elementului metalic, modificarea temperaturii ϑ_s în intervalul de timp Δ_t rezultă din relaţia:

$$\Delta\vartheta_s = \frac{k}{c_s \cdot \rho_s} \frac{U}{A} (\vartheta_t - \vartheta_s)\Delta t \tag{19.37}$$

în care:

$$k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_c + \alpha_r} + \frac{d_i}{\lambda_i}} \tag{19.38}$$

cu:

α_c – coeficientul de transmitere a căldurii prin convecţie cu $\alpha_c = 25$ [W/ /(m^2 °C)

α_r – coeficientul de transmitere a căldurii prin radiaţie cu:

$$\alpha_r = \frac{5{,}67 \cdot \varepsilon_r}{\vartheta_t - \vartheta_s}\left[\left(\frac{\vartheta_t + 273}{100}\right)^4 - \left(\frac{\vartheta_s + 273}{100}\right)^4\right] \quad \text{W/(m}^2\ ^\circ\text{C)} \tag{19.39}$$

Pentru calculul profilelor neprotejate se va lua $\varepsilon_r = 0{,}5$, şi evident cu $d_i/\lambda_i = 0$ rezultă:

$$\Delta\vartheta_s = \frac{\alpha_c + \alpha_r}{c_s \cdot \rho_s} \frac{U}{A} (\vartheta_t - \vartheta_s)\ \Delta t. \tag{19.40}$$

Pentru profile protejate relaţia este valabilă pentru $U/A \geq 20$ m^{-1} temperatura exterioară a profilului este cu cca 15% mai mare decât cea determinată cu relaţia (19.37). Influenţa factorilor α_c şi α_r este importantă numai pentru valori reduse ale raportului d_i/λ_i, în general pentru profilele protejate creşterea de temperatură în profilul metalic în intervalul de timp Δ_t se poate determina cu relaţia:

$$\Delta\vartheta_s = \frac{\lambda_i/d_i}{c_s\ \rho_s} \frac{U}{A} (\vartheta_t - \vartheta_s)\ \Delta t. \tag{19.41}$$

Dacă se ţine seama şi de capacitatea de înmagazinare a căldurii şi în materialul de protecţie din relaţia (19.41) se completează

$$\Delta\vartheta_s = \frac{\lambda_i/d_i}{c_s\ \rho_s} \frac{U}{A} \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\xi} (\vartheta_t - \vartheta_s)\ \Delta t - (e^{0.25} - 1)\ \Delta t. \tag{19.42}$$

cu:

$$\xi = \frac{C_i d_i\ \rho_i}{2c_s\ \rho_s} \frac{U}{A} = \omega\ d_1 \frac{U}{A} \tag{19.43}$$

cu ω din (19.4).

Dacă $C_s \cdot \rho_s A > 2\ C_c\ \delta_i\ d_i\ U$ pentru creşterea temperaturii în elementul din oţel se poate utiliza relaţia simplificată

$$\Delta\vartheta_s = \frac{\lambda_i/d_i}{c_s \cdot \rho_s} \frac{1}{1 + \xi} \frac{U}{A} (\vartheta_t - \vartheta_s)\ \Delta t. \tag{19.44}$$

În diagramele prezentate în figura 19.9 este arătată creşterea temperaturii în elementul din oţel în funcţie de modificarea temperaturii şi de valoarea raportului d_i/λ_i

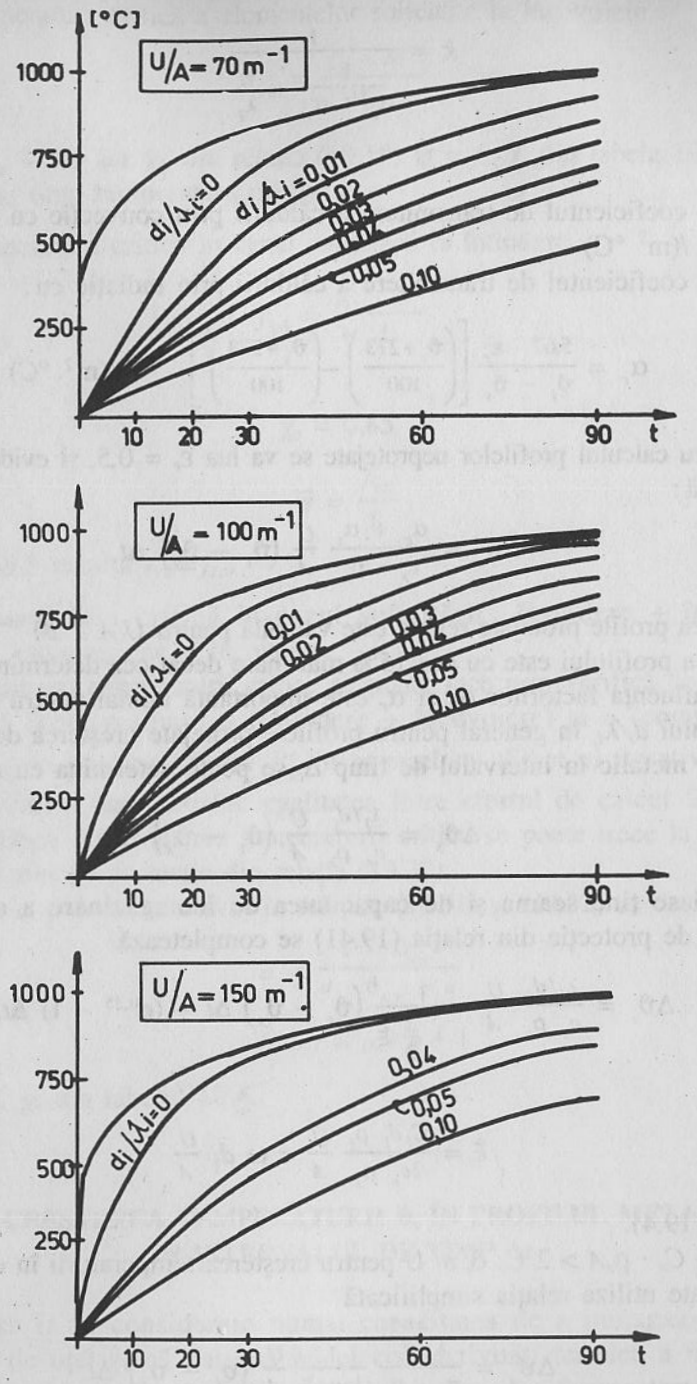


Fig. 19.9. Diagrama privind creşterea temperaturii în funcţie de de factorul d_i/λ_i şi t

Exemplu numeric 19.1

Verificarea fără a lua în considerare efectul încărcării.

Date – Profil I NP.30 – clasa de rezistenţă F.90

– Protecţie cu plăci din vermiculit (tab. 19.2)

$\rho = 600$ kg/m^3, $\lambda_i = 0{,}20$ [W/(m °C)], $p_i = 4\%$, $c_i = 1200$ [J/kg °C], $d_i = 30$ mm

– Pentru oţel:

$$\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3,\ c_s = 520 \text{ [J/(kg °C)]}$$

Reducerea factorului de profil (19.3)

$$\omega = \frac{1200 \times 600}{2 \times 520 \times 2850} = 0{,}09.$$

Factorul de profil

$$\frac{U}{A} = \frac{2\,(B + H)}{A} = \frac{2\,(0{,}125 + 0{,}30)}{69{,}1} \cdot 10^4 = 123 \text{ m}^{-1}$$

$$\left(\frac{U}{A}\right)_{red} = \frac{1}{1 + 0{,}09 \times 0{,}03 \times 123} \cdot 123 = 92{,}3.$$

– Luarea în considerare a conţinutului de apă în stratul protector (19.6)

$$t_\vartheta = \frac{4 \times 600 \times 0{,}03^2}{5 \times 0{,}20} = 2{,}16.$$

Pentru F.90 cu $t = 90$ mm din relaţia (19.7)

$$C_t = \frac{90}{90 - 1{,}2 \cdot 2{,}16} = 1{,}03.$$

Condiţia de verificare a rezistenţei la foc (19.13):

$$92{,}3 < 1{,}03 \left(667 \frac{0{,}03}{0{,}20} + 6{,}42\right) = 109{,}7$$

fiind verificată, stâlpul poate să fie încadrat în clasa de rezistenţă F.90.

Exemplu numeric 19.2

Verificarea cu luarea în considerare a efectului încărcării.

Date ale problemei:

$$N = 1{,}35 \times 4000 = 5400 \text{ kN}$$

$$M = 650 \times 95 = 142{,}5 \text{ kNm}$$

Profilul I HE-*M* cu: $A = 303$ cm^2

$W_y = 3480$ cm^3; $W_{ply} = 4080$ cm^3; $i_y = 14{,}0$ cm

$W_z = 1250$ cm^3; $W_{plz} = 1909$ cm^3; $i_z = 8{,}0$ cm

$l_f = 350$ cm

$$\lambda_y = \frac{350}{14} = 25; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{25}{92{,}9} = 0{,}27 \rightarrow \chi_{ya} = 0{,}984$$

$$\lambda_z = \frac{350}{8} = 43{,}75; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{43{,}75}{92{,}9} = 0{,}47 \rightarrow \chi_{za} = 0{,}933$$

cu:

$$\mu_y = 0{,}27\ (5 - 4) + 0{,}17 = 0{,}44 \qquad \psi = -1$$

$$K_y = 1 - \frac{0{,}44 \times 5400}{0{,}984 \times 303 \times 24} = 0{,}67.$$

Secțiunea propusă satisface condiția de rezistență la rece

$$\sigma = \frac{54000}{0{,}933 \times 303} + \frac{0{,}67 \times 1425000}{4080} = 2144 \text{ daN/cm} < 2400/1{,}1.$$

Verificarea la cald clasa de rezistență F.90

Protecția se realizează cu mortar torcretat cu adaos de vermiculit (tabelul 19.3) cu $d_i = 1$ cm

$\delta_i = 350$ kg/m^3; $\lambda_i = 0{,}10$ W/m °C; $p = 1\%$; $C_i = 1200$ [J/(kg °C)]

Verificarea se face în ipoteza $\gamma_a = \gamma_q = 1{,}0$

$$N^* = 4000 \text{ kN}; \quad M_y = 95 \text{ kNm}$$

Factorul de profil $U/A = 60{,}4$ (fig. 19.6)

Reducerea factorului de profil, relația (19.3), cu $c_s = 520$ [J/(kg °C)]

$$\omega = \frac{350 \times 1200}{2 \times 520 \times 7850} = 0{,}051 \quad \text{relația (19.4)}$$

$$\frac{U}{A} = \frac{60{,}4}{1 + 0{,}05 \times 0{,}014 \times 60{,}4} = 58{,}9 \quad \text{relația (19.3)}$$

– Determinarea temperaturii elementului din oțel, corespunzător clasei F.90, din relația (19.14) cu:

$$A_1 = \frac{1}{1{,}0}\ 58{,}9 - 2{,}66 = 56{,}24 \quad \text{relația (19.15)}$$

$$A_2 = 10^3\ \frac{0{,}014}{0{,}10} + 5{,}64 = 145{,}64 \quad \text{relația (19.16)}$$

$$\vartheta_s = \frac{56{,}24 \times 1129 + 145{,}64 \times 10{,}45}{56{,}24 + 145{,}64 \times 0{,}86} = 358{,}2 \text{ °C}.$$

Din tabelul 19.6

$$\psi = f_{y\vartheta}/f_y = 0{,}706$$

$$E = 184{,}000 \text{ N/mm}^2$$

$$Fy_\vartheta = 2400 \times 0{,}706 = 1694 \text{ dN/cm}^2$$

$$\lambda_z = 43{,}75 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{53{,}75}{\pi}\sqrt{\frac{1694}{1840{,}000}} = 0{,}42 \rightarrow \chi_a = 0{,}95.$$

Din relația (19.28)

$$0 < \lambda < 1{,}195; \quad \sigma_{kw}0 = 1694 \times 0{,}95\ (1 + 0{,}388 \times 0{,}42) = 1871 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{ki\vartheta} = \frac{303 \times 1871}{0{,}85}\ 10^{-2} = 6669{,}6 \text{ kN}$$

cu $k\ (n)$ din relația (10.26 b) cu $M_2 = -M_1$ și

$$n = \frac{N}{N_{ki\vartheta}} = \frac{4000}{6669{,}5} = 0{,}6$$

$$k\ (n) = \frac{1 - 0{,}18 \times 0{,}6\ (1 + 2{,}4)}{1 - 0{,}6} = 1{,}58$$

$$M^* = 95 \text{ kNm}; \quad N_{pl\vartheta} = 303 \times 1692 \cdot 10^{-2} = 5132{,}8 \text{ kN}.$$

Pentru determinarea factorului χ_B (relațiile 19.19 a–c) se calculează valoarea σ din relația:

$$\sigma = \frac{0{,}85 \times 4000{,}0}{303} + \frac{95000}{4080} = 1354 \text{ daN/cm}^2$$

$$\chi_B = 0{,}75 \cdot \frac{1354}{2400} + 0{,}25 = 0{,}67$$

$$M_{pl} = \frac{4080 \times 1694}{0{,}67} \cdot 10^{-4} = 1031{,}57 \text{ kNm}$$

$$\frac{N^*}{N_{pl}} = \frac{4000}{5132{,}8} = 0{,}78; \quad \frac{M}{M_{pl}} = \frac{95}{1031{,}57} = 0{,}09.$$

Reprezentând punctul *A* cu cele două coordonate în diagrama prezentată în figura 19.8 a, rezultă că punctul se află în interiorul diagramei, deci protecția prevăzută satisface condiția de verificare și nu este necesară o modificare a combinației de încărcări cu excepția celei admise $\gamma_a = \gamma_q = 1$.

19.5. VERIFICAREA CAPACITĂȚII DE REZISTENȚĂ A PLANȘEELOR ÎN SOLUȚIE MIXTĂ OȚEL-BETON, LA ACȚIUNEA FOCULUI

19.5.1. GENERALITĂȚI

Tabla profilată care în compunerea unui planșeu în soluție mixtă este cofraj și în același timp element de rezistență, la o anumită temperatură își pierde capacitatea de rezistență. Protecția antifoc a planșeului poate să fie realizată printr-una din următoarele soluții constructive [19.2]:

a) Protecția directă a plăcii cutate cu un strat dintr-un mortar cu calitatea de izolant termic torcretat pe fața inferioară a plăcii din oțel. Ca strat protector poate fi folosit un mortar cu una din calitățile date în tabelul 19.2.
Grinzile planșeului pot fi de asemenea protejate cu un strat de mortar torcretat pe fețele laterale ale profilului sau îmbrăcat cu plăci rezistente și izolante la foc.

b) Un tavan suspendat de structura de rezistență a planșeului, montat la o anumită distanță sub nivelul inferior al grinzilor principale și care protejează la foc întregul ansamblu al planșeului. Suplimentar placa și grinzile planșeului pot fi protejate și direct.

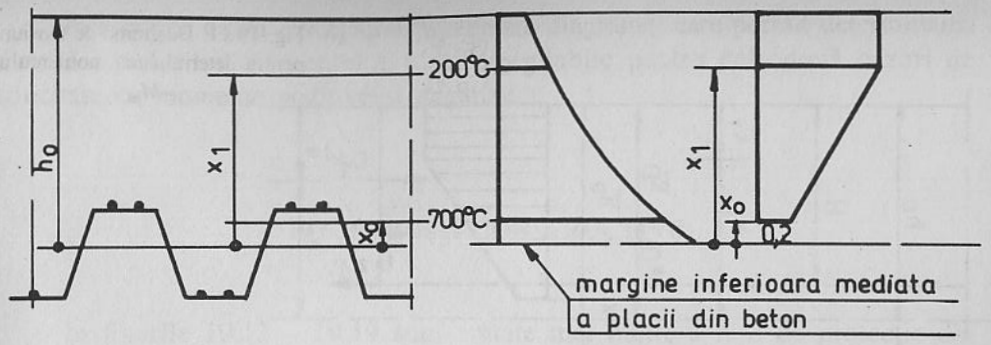
c) Printr-o armare specială care este protejată prin betonul în care este înglobată contra unei încălziri rapide, și care prin ieșirea din lucru a tablei cutate preia eforturile de întindere din placa din beton din momente de încovoiere pozitive.

19.5.2. CALCULUL ARMĂTURILOR SUPLIMENTARE ALE PLĂCII MIXTE OȚEL-BETON

În instrucțiunile referitoare la rezistența la foc a planșeelor în alcătuire mixtă oțel-beton [19.3] sunt precizate, în funcție de clasa de rezistență la foc (F.30, F.60 și F.90) variațiile temperaturii pe înălțimea plăcii din beton (fig. 19.10).

În aceste instrucțiuni sunt precizate rezistența pe prisma din beton și rezistența la compresiune, în funcție de temperatura betonului ϑ_b:

$$\left.\begin{aligned} \vartheta_b < 200\ ^\circ\text{C} &\rightarrow \sigma_{p\vartheta} = \sigma_{pvio} \\ 200\ ^\circ\text{C} \le \vartheta_b < 700\ ^\circ\text{C} &\rightarrow \sigma_{p\vartheta} = \sigma_{p20}\left(1 - 0{,}8\,\frac{\vartheta_5 - 200}{500}\right) \\ \vartheta_b > 700\ ^\circ\text{C} &\rightarrow \sigma p\vartheta = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (19.45)$$



	x_0	x_1
F 60	0,5 cm	5,1 cm
F 90	1,3 cm	6,6 cm
F 180	2,9 cm	9,4 cm

Fig. 19.10. Variația temperaturii pe înălțimea plăcii de beton

și pentru oțel în funcție de temperatura ϑ_s valoarea limitei de curgere $f_{y\vartheta}$

$$\left.\begin{aligned} \vartheta_s < 150\ ^\circ\text{C} &\rightarrow f_{y\vartheta} = f_{y20^\circ} \\ 150\ ^\circ\text{C} < \vartheta_s \le 400\ ^\circ\text{C} &\rightarrow f_{y\vartheta} = f_{y20^\circ}\left(1 - 0{,}3\,\frac{\vartheta_3 - 150}{250}\right) \\ 400\ ^\circ\text{C} \le \vartheta_s < 650\ ^\circ\text{C} &\rightarrow f_{y\vartheta} = f_{y20^\circ}\left(0{,}7 - 0{,}5\,\frac{\vartheta_5 - 400}{250}\right) \\ \vartheta_s = 650 &\rightarrow f_{y\vartheta} = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (19.46)$$

Ținând seama de valorile diferite ale coeficienților de siguranță în cele două materiale, în beton $\gamma_c = 1{,}5$ și în armătură $\gamma s = 1{,}15$ (vezi tabelul 18.1), rezistența admisibilă rezultă:

$$ad \cdot \sigma_{p\vartheta} = \frac{\gamma_s}{\gamma_c}\,\sigma_{p\vartheta} = 0{,}8\,\sigma_{p\vartheta}.$$

Admițând o variație liniară a rezistenței la compresiune a betonului în intervalul $x_0 - x_1$, diagrama de tensiuni pentru determinarea valorii momentului plastic negativ este prezentată în figura 19.11 și pentru momentul plastic pozitiv în figura 19.12.

În cazul momentului plastic negativ (fig.19.11) poziția axei neutre x_D măsurată față de marginea inferioară a plăcii din beton pe unitatea de lungime rezultă din:

$$Z_\vartheta = D_\vartheta \qquad (19.47)$$

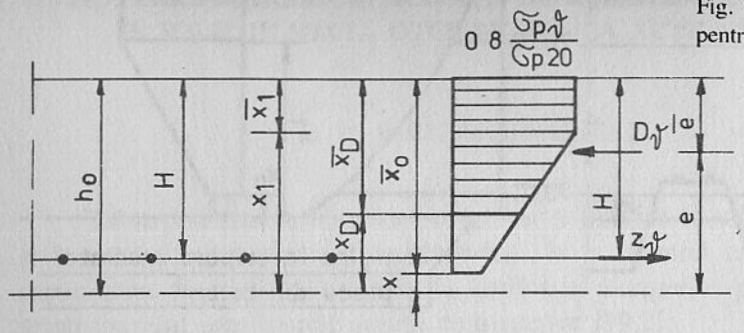


Fig. 19.11. Diagrama de tensiuni pentru determinarea momentului $-M_{pl}$

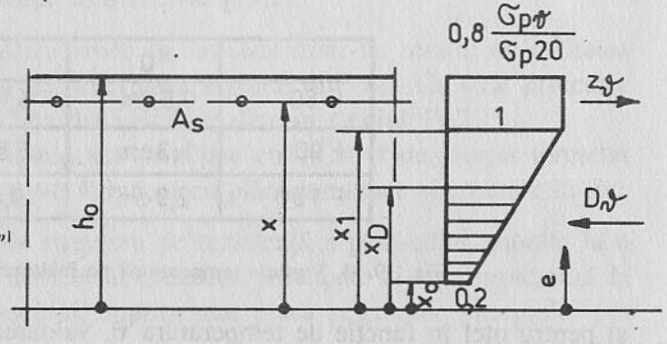


Fig. 19.12. Diagrama de tensiuni pentru determinarea momentului $+M_{pl}$

cu:

$$Z_\vartheta = A_s \cdot f_{y\vartheta} \tag{19.48}$$

$$D_\vartheta = \int_0^{x_p} 0{,}8\ \sigma_{p\vartheta}\ (x)\ \mathrm{d}x \tag{19.49}$$

și distanța e măsurată față de marginea inferioară a plăcii rezultă din:

$$e = \frac{\int_0^{x_p} 0{,}8\ \sigma_{p\vartheta}\ (x) \cdot x \cdot \mathrm{d}x}{D_\vartheta} \tag{19.50}$$

și momentul plastic negativ capabil.

$$M^-_{plv} = D_\vartheta\ (x - e). \tag{19.51}$$

În cazul momentului plastic pozitiv (fig.19.12) rezultanta zonei comprimate rezultă din:

$$D_\vartheta = \int_0^{\bar{x}_p} 0{,}8\ \sigma_{p\vartheta}\ (\bar{x})\ \mathrm{d}\bar{x} \tag{19.52}$$

cu

$$\bar{e} = \frac{\int_0^{\bar{x}_p} 0{,}8\ \sigma_{p\vartheta}\ (\bar{x})\ \bar{x}\ \mathrm{d}x}{D_\vartheta} \tag{19.53}$$

și momentul plastic pozitiv capabil:

$$M^+_{pl\vartheta} = D_\vartheta\ (H - \bar{e}). \tag{19.54}$$

În lucrarea citată [19.2] sunt prezentate diagrame, care permit determinarea directă a valorilor momentelor plastice capabile pentru cele două cazuri de solicitare cu momente pozitive și negative.

19.6. SOLUȚII CONSTRUCTIVE

În figurile 19.13 – 19.19 sunt arătate mai multe soluții de protecție din practica americană a stâlpilor cadrelor metalice [19.4].

Soluția din figura 19.13 prevede protecția secțiunii transversale a stâlpului cu plăci executate din unul din materialele prevăzute în tabelul 19.2. Plăcile sunt fixate unele de altele cu cuie sau cleme speciale. Îmbinările plăcilor trebuie decalate unele față de altele așa cum este arătat în figura 19.13 b. O soluție asemănătoare este arătată în figura 19.14. Protecția este asigurată cu blocuri din ipsos de 50 mm grosime peste care este aplicat un mortar din ipsos cu perlită de 12 mm grosime. În cazul soluției din figura 19.15 stratul protector 3 realizat

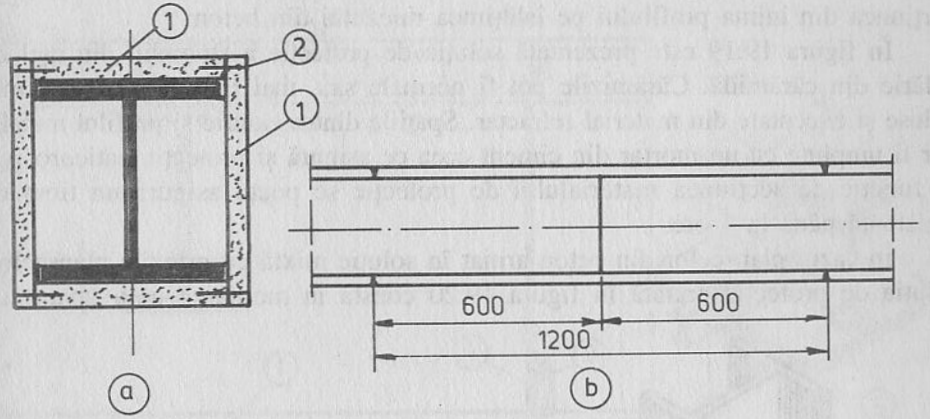


Fig. 19.13. Soluție de protecție a stâlpului anti-foc

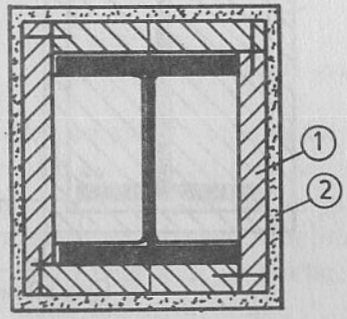


Fig. 19.14. Soluție de protecție a stâlpului anti-foc

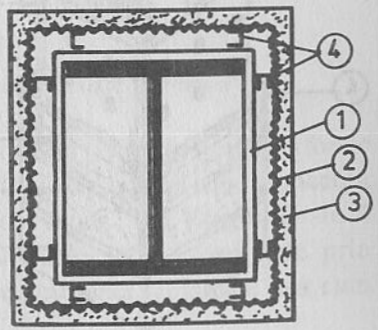


Fig. 19.15. Soluție de protecție anti-foc a stâlpului

din mortar din vermiculit sau perlită cu ciment sau ipsos este depus pe o plasă din sârmă zincată sau tablă zincată perforată 2 așezată la o mică distanță de profilul metalic. Plasa este rezemată pe bare verticale executate din profile din tablă subțire 4 sudate pe bride din oțel lat 1 prinse prin sudură de secțiunea stâlpului.

Protecția stâlpului la soluția din figura 19.16 este realizată printr-un strat din plăci din ipsos perforate 1 peste care se aplică prin torcretare în două straturi 2 și 3 un mortar din perlită- ipsos. În colțuri sunt prevăzute mici corniere din tablă zincată cu găuri în cele două aripi 4 peste care se aplică un strat de finisare 5. În funcție de grosimea celor două straturi de mortar soluția asigură o rezistență la foc de 3 ore cu d = 1"3/8 și de 2 ore cu d = 1" = 2,5 cm.

Soluții de înglobare a profilului în beton sunt arătate în figurile 19.17, 19.18; în soluția din figura 19.17 înglobarea este completă.

Distanțele c_y și c_z de acoperire a profilului trebuie să fie cel puțin de 50 mm. Dacă înălțimea profilului este mare se introduce o armătură intermediară față de cele din colțuri. Etrierii trebuie să fie sudați de inima profilului sau să treacă prin găuri date în inima profilului. O înglobare parțială a profilului este arătată în figura 19.18. Ca secțiune activă în verificarea rezistenței la foc se va considera miezul din beton hașurat în figura 19.18 b, cele patru bare de armătură și porțiunea din inima profilului pe înălțimea miezului din beton.

În figura 19.19 este prezentată soluția de protecție a stâlpului din oțel cu zidărie din cărămidă. Cărămizile pot fi normale sau, mai bine, cu grosimi mai reduse și executate din material refractar. Spațiile dintre zidărie și profilul metalic vor fi umplute cu un mortar din ciment ceea ce asigură și protecția anticorosivă. În funcție de secțiunea materialului de protecție se poate asigura un timp de rezistență până la 4 ore.

În cazul planșeelor din beton armat în soluție mixtă cu grinzile planșeelor, soluția de protecție arătată în figura 19.20 constă în montarea unui tavan sub

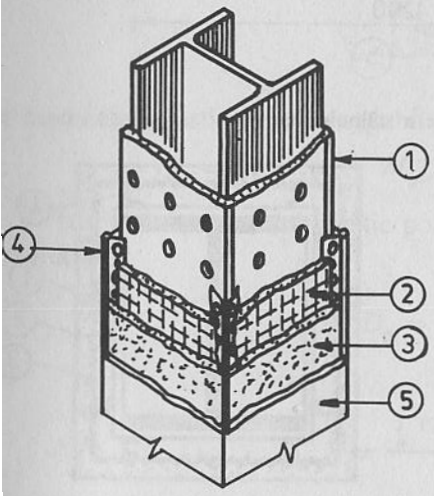


Fig. 19.16. Soluție de protecție anti-foc a stâlpului

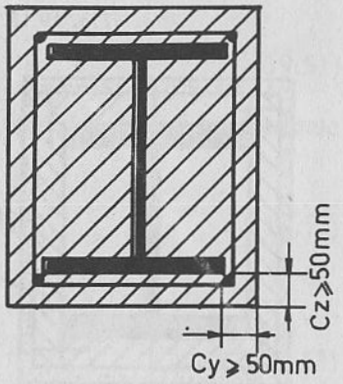


Fig. 19.17. Înglobare completă a stâlpuluii în beton

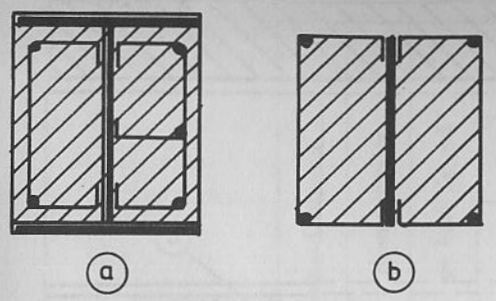


Fig. 19.18. Înglobare parțială a stâlpului în beton

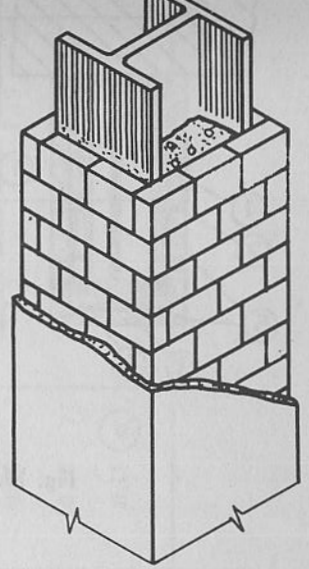


Fig. 19.19. Îngiobarea stâlpului cu zidărie

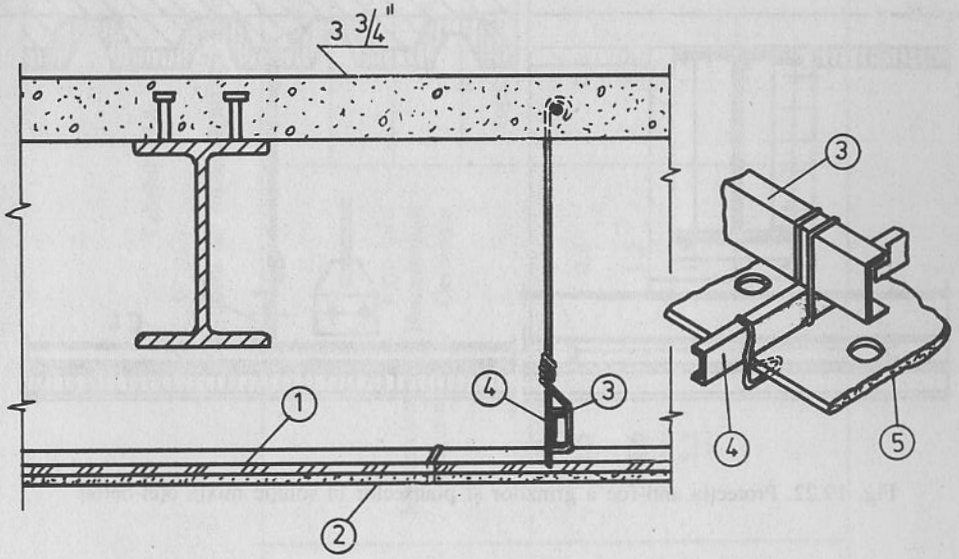


Fig. 19.20. Protecția anti-foc a planșeelor în soluție mixtă oțel-beton

grinzile planșeului. Acest tavan format dintr-un strat din plăci de ipsos perforate 1 pe care este aplicat prin torcretare un strat izolator din perlită sau vermeculit cu ipsos este susținut de un grătar de grinzi transversale 3 și longitudinale 4 suspendate de planșeu. Suplimentar grinzile planșeelor pot fi protejate prin torcretarea unui strat de mortar sau prin îmbrăcarea cu plăci izolatoare așa cum este arătat în figura 19.21.

De fețele interioare ale profilului metalic sunt fixate prin încleiere eclise 2 executate din același material ca și plăcile de protecție 1. Plăcile de protecție sunt

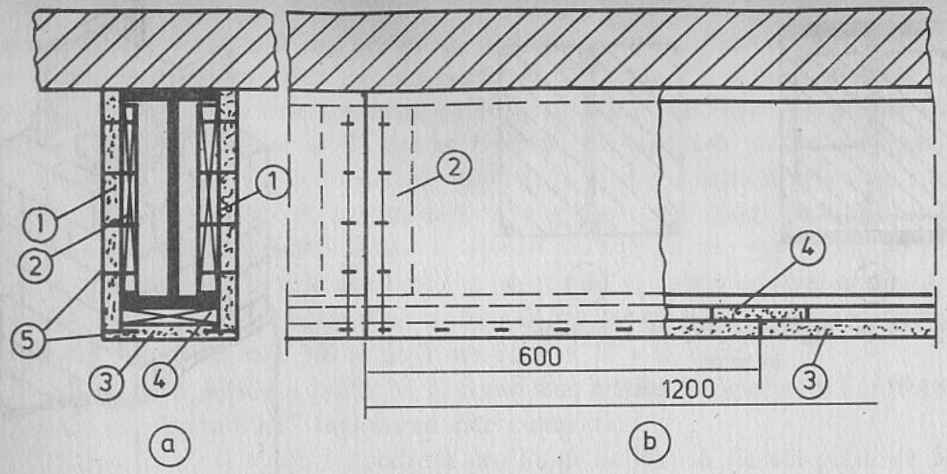


Fig. 19.21. Protecţia anti-foc a grinzilor planşeelor

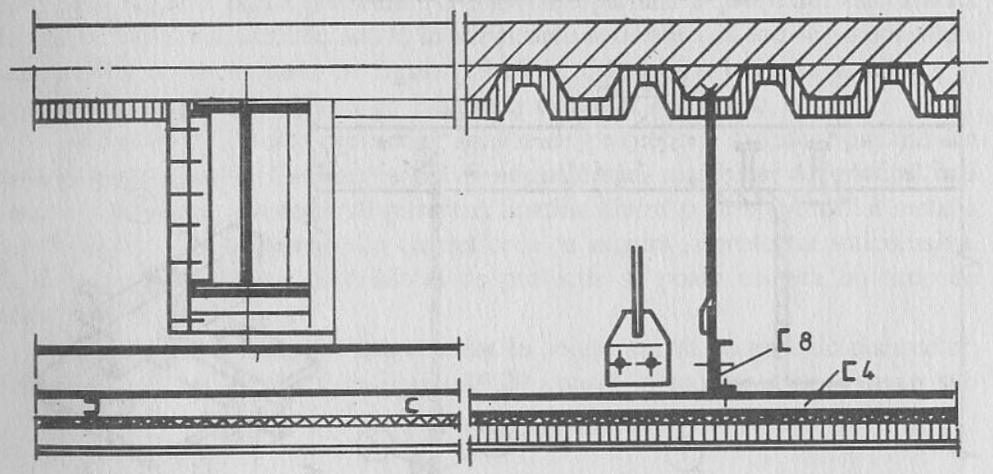


Fig. 19.22. Protecţia anti-foc a grinzilor şi planşeelor în soluţie mixtă oţel-beton

prinse de eclise cu cuie sau cleme speciale. De asemenea, cu cuie sau cleme sunt prinse şi plăcile de sub talpa inferioară a grinzii. Deasupra secţiunii de îmbinare a acestor plăci este prevăzută o eclisă 4. Îmbinările celor două tipuri de plăci verticale şi orizontale trebuie decalate cu jumătate de pas.

În cazul că placa planşeului este realizată în structură mixtă oţel-beton (fig. 19.22) faţa interioară a tablei cutate trebuie protejată cu un strat de mortar, pe bază de vermiculit sau perlită cu ciment sau ipsos, aplicat prin torcretare. Protecţia planşeului poate fi completată cu un tavan suspendat, care permite şi crearea unui spaţiu sub fiecare planşeu în care să fie amplasate elementele diferitelor instalaţii.

Tabelul 19.8

Consumul de vopsea ignifugă kg/m²

Firma producătoare	ULIFLAMME SEPV – Franţa	Multiproletet – Ungaria	Pyro-safe Hamonoplast – Germania	Sisteme Unithorm (Herbert-Heichst) – Germania					
				pentru exterior		pentru interior			
Clasa de rezistenţă la foc mint.				pe bază de solvent		pe bază de apă			
				vops. 38091	lac 170-07854	vop. 38320	lac170-447		
F.30	1,2	1,5	0,9	0,6	0,15	0,6	0,15		
F.45	–	2,6	1,2	1,0	0,15	1,0	1,15		
F.60	–	5,2	1,5	1,5	0,15	1,5	1,15		
F.75	–	–	1,8	2,0	0,15	2,0	1,15		
F.120	–	–	–	4,8	0,15	4,8	0,15		

19.7. PROTECŢIA LA FOC A ELEMENTELOR STRUCTURII METALICE PRIN SISTEME DE VOPSELE ŞI LACURI IGNIFUGE ŞI INTUMESCENTE

Componenţii chimici din compoziţia vopselelor ignifuge şi intumescente, în contact cu căldura dezvoltată într-un incendiu, formează o spumă carbonică cu o grosime de 50–100 ori mai mare decât grosimea statului aplicat. Această spumă stabilă are calităţi termo-izolante şi protejează astfel elementul din oţel pe care stratul de vopsea a fost aplicat. Peste stratul de vopsea, de culoare albă, se aplică un lac de protecţie care poate să fie livrat în orice culoare. Grosimea stratului de vopsea depinde de mărimea factorului de profil *U/A* şi de clasa de protecţie, (F.30, F60, F90) prevăzută în proiect pentru elementul respectiv.

Soluţia de protecţie cu vopsire cu un material termo-spumant, are avantaje faţă de soluţiile de îmbrăcare a elementelor din oţel cu materiale termoizolante, prin eliminarea greutăţii importante a acestor materiale cât şi simplificarea execuţiei şi implicit reducerea termenelor de execuţie.

Vopselele ignifuge şi intumescente pot fi livtrate pe bază de solvenţi organici, recomandate pentru protecţia elementelor exterioare, şi pe bază de apă pentru cele interioare care sunt supuse unui mediu uscat şi normal.

Vopselele pe suprafeţele elementelor pot fi aplicare:

- cu pistolul cu aer comprimat, se recomandă respectarea unui interval de circa 2 ore între două straturi succesive.
- cu pensula sau rolul, se recomandă executarea vopsirii în mai multe straturi, cu timpi de uscare de cca 8 ore între două aplicări succesive.

În tabelul 19.8 sunt prezentate produsele unor firme din Franţa, Ungaria, Germania, reprezentate în ţară prin Firma UTI, cu indicaţii referitoare la grosimea stratului de vopsea şi a lacului de protecţie, exprimate prin consumul în kg/mp, în funcţie de clasa de protecţie prevăzută în proiect.

BIBLIOGRAFIE

1.1. *Eindrucksvolle Reise des Östv nach Grossbritannien.* Stahlbau-Rundschau, *70* (1991).
1.2. F. RAFEINER – *Hochhäuser.* Vol. 2. Bauverlag, Wiesbaden, 1978.
1.3. R. MUNIER – *Choisir un materieau. Aproche financiere des avantages de la construction metallique.* Acier-Stahl-Steel, *9* (1974).
1.4. OTUA (Office technique pour l'utilisation de l'acier). Stahlbauten und Brandschutz. Stahlbau – Rundschau, *78* (1992).
1.5. F. HART, W. HENN, H. SONTAG – *Stahlbauatlas.* Verlag Architektur + Bauteil, München, 1974.
1.6. D. SFINŢESCU, *Un centenaire. Construction Metallique, 4* (1972).
1.7. NEAL FITZSIMONS – *Histoire et philosophie des immeubles de grand hauter.* Comité Mixt International sur la conception et l'etude des immeubles de grand hauter – Commision 1 – Paris, 1973.
1.8. A. OLEMUTZ – *Zum Stand des Baues von Hochhäusern im Jahre 1986* Der Stahlbau, *4* (1987).

2.1. STAS – 10101/OA – 1977
10101/2 – 1975
10101/2A – 1975
10101/20 – 1992
10101/21 – 1990
10108/0 – 1978
2.2. EUROCODE 1 – 1993
3 – 1992
2.3. F. F. MÜLLER – *Baudynamik, Beton Kalender, 1978.* Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.
2.4 H. SANDI – *Dinamica structurilor.* Ed. Tehnică, 1983.
2.5. G. ROSENMEIER – *Winddruck Probleme bei Bauwerken.* Springer Verlag, 1976.
2.6. H. RUSCHEWEYH – *Dynamische Wirkungen an Bauwerke.* Bauverlag, 1982.
2.7. C.E.C.M. Comité technique 12-Vent. Recomandation pour le calcul des effets du vent sur les Constructions – Construction Metallique, *1* (1989).
2.8. P 100-92 – Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe, social-culturale, agrozootehnice şi industriale.
2.9. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, 1992.
2.10. T. HISADA – *Les critéres de solicitations et des reponses.* Comision 6-Actions sismiques et reponse du batiment. Comité mixt international sur la conception et l'etude des immeubles de grande hauter; Comision 6 – 1973, Paris.
2.11. O. V. LUZIN, N. N. POPOV, B. E. RASTORGUEV – *Berechnung von Baukonstruktionen auf die Wirkung von Detonationenswellen.* Traducere din rusă. Verlag für Bauwessen – Berlin, 1985.

4.1. P 100-92 – Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor.
4.2. R. ROSMAN – *Erdbebenwiederstandfähiges Bauten.* Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1983.
4.3. R. E. STEYERT – *Étude économique des immeubles d'habitation.* Comité Mixt International sur la conception et l'etude des immeubles de grand hauter- Commision 1 – 1973, Paris.
4.4. F. RAFEINER – *Hochhäuser.* Bauverlag, Wiesbaden, 1976.

4.5. D. IORDĂNESCU, C. GEORGESCU – *Construcţii pentru transporturi în România.* Centrala Căi Ferate, 1986.
4.6. F. HART, W. HENN, H. SONTAG – *Stahlbauatlas.* Verlag Architectur + Bauteil, 1974.
4.7. R. BÖRNSEN – *Die Stahlkonstruktion des Unilevers-Hochhaus.* Der Stalhbau, *5* (1963).
4.8. A. OHLEMUTZ – *Neuere Anwendungen der Verbundbauweise in den USA.* Der Stahlbau, *2* (1990).

5.1. F. K. CHANG – *Aspects psycho-physiologiques de l'interaction entre l'homme et la construction.* Comité Mixt International sur la conception et l'étude des immeubles de grande hauteur – Commission 1 – 1973, Paris.
5.2. *Recomandation CECM – Calcul des effets du vent sur les construction. Construction metallique, 3* (1979).
5.3. H. BEER – *Neuere statische und construktive Gesichtspunkte in Stahlhochbau.* Stahlbau – Rundschau, 1957.
5.4. F. HART, W. HENN, H. SONTAG – *Stahlbauatlas.* Verlag Architektur und Bauteil, 1974.
5.5. S. BREGMAN – *Le Toronto Dominion Centre.* Acier, Stahl, Steel, *9* (1971).
5.6. K. ROIK – *Vorlesungen über Stahlbau.* Bochum, 1978.
5.7. O. BITTNER, E. HAMPE – *Bauwerk, Tragwerk, Tragstrukturen.* Vol. 2, Verlag Bauwesen.
5.8. I. KOZAK – *Konstrukcie vysokych.* Budov, 1980.
5.9. E. WERNER – *Das Bürohochhaus für den Bundestag.* Der Stahlbau, *8* (1970).
5.10. M. MAILLARD – *La Tour Maine-Montparnasse.* Acier, Stahl, Steel, *1* (1971), *6* (1973).
5.11. W. VANE KUILEN – *Le Centre Comercial „Bakrashof" a Anstelveen.* Acier, Stahl, Steel, *1* (1971).
5.12. KEVIN ROCHE – *Les bureaux des „Knigts of Columbus" a New Haven.* Acier, Stahl, Steel, *10* (1970).
5.13. I. BUSTIN – *Immeuble des bureaux a étages suspendus a Povazska.* Acier, Stahl, Steel, *11* (1973).
5.14. F. HART, W. HENN, H. SONTAG – *Bärogebäude einer Versicherungsgeselschaft.* Stahlbau-atlas, Verlag Architektur + Bauteil. München, 1974.
5.15. F. HART, W. HENN, H. SONTAG – *Bürogebäude „Tour du Midi" – Brüssel.* Stahlbauatlas, 1974.
5.16. F. HART, W. HENN, H. SONTAG – *Verwaldungsgebäude eines Aluminiumkonzern.* Stahlbauatlas, 1974.
5.17. I. COLACO, H. MAHENDRA – *Hochhaus im Southfield.* Acier, Stahl, Steel, *7/8* (1975).
5.18. C. M. MAYER – *Die Stahltürme für das Welthandelszentrum Manhatten.* Acier, Stahl, Steel, 1970.
5.19. SKIDMRE, OWINGS, MERILL – *La Tour Sears* – Chicago. Acier, Stahl, Steel, *7/8* (1973).
5.20. G. BIRKERTS – *Immeuble construit comme un pont suspendu.* Acier, Stahl, Steel, *6* (1973).
5.21. W. L. FEREIRA, CHIN, HENSHOLT – *La tour pyramidale de la Transamerika.* Acier, Stahl, Steel, *2* (1973).
5.22. M. ADACHI, Y. HAYSHI, Y. FUKADA – *Structural Design and Steel Work of New City Hall of Tokyo.* Der Stahlbau, *8* (1991).

8.1. A. OSTENFELD – *Die Deformationsmethode.* J. Springer, 1926.
8.2. G. UNOLD – *Die praktische Berechnung der Stahlskelettrahmen.* Ernst & Sohn, 1935.
8.3. D. MATEESCU – *Construcţii metalice.* Vol. II. Ed. Inst. Politehnic Timişoara, 1951.
8.4. R. GULDAN – *Rahmentragwerke und Durchlaufträger 6- Auflage 1959.* J. Springer.
8.5. K. HIRSCHFELD – *Baustatik 3 Auflage.* J. Springer, 1969.
8.6. A. ROTHE – *Statik der Stabtragwerke.* Vol II. Verlag für Bauwesen, 1967.
8.7. F. DISCHINGER – *Beitrag zur Berechnung der Tragwerke mittels der Veränderungsmethode.* Forschungsheft aus dem Gebiete Stalbaus, Springer, 1943.

8.8. C. PETERSEN – *Statik und Stabilität der Baukonstructionen.* Verlag Fr. Veweg & Sohn, 1982.
8.9. R. ZURMÜHL – *Matritze* -2 Auflage. Springer Verlag, 1958.
8.10. AL. GHEORGHIU – *Concepte moderne în calculul structurilor.* Editura Tehnică, 1974.
8.11. AL. GHEORGHIU – *Statica construcţiilor.* Vol. III. Editura Tehnică, 1980.

9.1. J. F. BAKER, M. R. HORNE, J. HEYMAN – *The Steel Skeleton-Plastic Behaviour & Design.* Cambridge University Press, 1958.
9.2. L. S. BEEDL – *Plastic design of Steel Frames.* John Wiley & Sohn, 1958.
9.3. G. NEAL – *Die Verfahren der plastischen Berechnung biegesteifer Stahlstabtragwerke.* Springer, 1958.
9.4. CH. MASSONET – *Calcul Plastique de constructions.* Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information, 1967.
9.5. J. BAKER, J. HEYMAN – *Plastik Design of Frames.* Cambrige University Press, 1969.
9.6. K. ROIK, J. LINDNER – *Einführung in die Berechnung nach dem Traglastverfahren.* Stahlbau, Verlag, 1972.
9.7. J. BROZZETTI – *Recomandation pour le calcul en plasticité des constructions en acier* (CTICM). Construction Metalique, 1975.

10.1. D. MATEESCU – *Linii de influenţă la sisteme static nedeterminate.* Timişoara, 1949.
10.2. *** – *Utilizing Hybrids Sisteme Flexibility in Seismic Regions.* Eccentrically Braced Frames. In US Practice Semi.-Rigid Conections in Steel Frames.
10.3. J. GLUCK – *Lateral load Analysis of Multistory Structures.* ACI Journal Procedings, *66* (1969).
10.4. F. R. KHAN – *On Some Special Problems of Analysis and Design of* Shear-Wall Structures-Simposium on Tall Building Pergamon Press, 1967.
10.5. H. BECK, H. SCHÄFER – *Die Berechnung von Hochhäuser durch Zusammenfassung aller aussteifenden Bauteile zu einem Balken.* Der Bauingenieur, *3* (1969).
10.6. F. R. KAAN, J. A. SBAROUMIS – *Interaction of Shear Walls and Frames.* Journal of the Structural Division, *90* (1964).
10.7. H. BECK, N. D. EISERT – *Zur Berechnung mehr-feldriger Windrahmen.* Bauigenieur, *8* (1971).
10.8. *** – *Hochhäuser aus Stahlbeton.* Beton-Kalender, 1975.
10.9. D. MATEESCU, L. GADEANU, D. ANASTASESCU – *Calculul timpanelor cu un şir de goluri.* Rev. construcţiilor şi materialelor de construcţii, *2* (1962).
10.10. H. BECK – *Zur Berechnung einfeldriger unsymetrischer und regelmässiger Windrahmen.* Mehnel-Festschrift, Beton Verlag, 1967.
10.11. R. ROSMAN – *Zahlentafeln für Schnittkräfte und Windscheiben mit Offnungsreihen.* Bauingenieur Praxis, H. 66, Berlin, W. Ernst & Sohn, 1966.
10.12. *** – *Aide a la Conception des Batiments Multi-étages en Acier.* Institut Canadien de la construction en Acier.

11.1. A. COLSON, R. BJORHOVDE – *Interet economique des asamblages semirigides.* Construction Metallique, *2* (1992).
11.2. A. COLSON, J. L. FLEJOU – *Conception automatique d'aassamblages semi-rigides pour les structures a noedes fixes.* Construction Metallique, *4* (1989).
11.3. G. OUDRY, I. RYAN – *A propos de la courbe moment-rotation des assemblages boulonnes poutre-poteau selon* EUROCODE 3. Construction Metallique, *3* (1991).
11.4. FINELG – *Programme d'analise non-lineaire par elements finis.* 1990, M.S.M. -Université Liege, IREM, Ecole Politechnique Federale Lausanne.
11.5. Publication CECM – *Calcul d'ossatures et assemblages -Consideration economique.* Construction Metalliqur, *1* (1994).

11.6. F. TSCHEMMERNEGG – *Rahmentragwerke in Stahl.* Österreichischer Stahlbau Verband, 1987.
11.7. CH. STUTZKI – *Traglastberechnung räumlicher Stabtragwerke unter Beruchsichtigung verformbarer Anschlusse.* Der Stahlbau, *3* (1982).
11.8. F. TSCHEMMERNEGG – *Zur Entwicklung der steifenlosen Stahlbauweise.* Der Stahlbau, *7* (1982).
11.9. E. COSENZA, A. DE LUCA, C. FAELLA – *Nonlinear behavior of framed structures with semirigid joints.* Constructione Metalliche, *36* (1984).
11.10. K. BRANDES – *Zum nichtlinearen Verhalten von Stahlrahmen – Konstruktionen mit nachgiebigen Anschlussen.* Der Stahlbau, *5* (1986).
11.11. F. TSDCHEMMERNEGG, A. TAUSCHNING, H. ULEN, CH. BRUUN, CH. HUMER – *Zur Nachgibigkeit von Rahmenknoten.* Der Stahlbau, *10* (1987).
11.12. F. TSCHEMMERNEGG, F. TAUS, G. LENER – *Zur nachgibigkeit von Rahmenknoten.* Der Stahlbau, 1988.

13.1. R. H. WOOD – *Effective lengths of columns in multi-storey buildings.* The Structural Engineer, *52, 7* (1974).
13.2. *** – *Regles de calcul des Constructions en acier.* Ed. Eyrolles, 1974.
13.3. EC3 – Anexa E, (informative), – Longueur de flambement d'un élément comprimé.

14.1. D. MATEESCU – *Consideration sur la valeur du coeficient de reduction pour le deversement des elements flechis.* Construction Metallique, *1* (1994).
14.2. D. MATEESCU – *Consideration on the Value of the Reduction Factor for Lateral Bukling of Beam in Building.* Elsevier, 1994.
14.3. D. MATEESCU – *Linii de influență la sisteme static nedeterminate.* Buletin I.P. Timișoara, 1949.
14.4 ** – *Wabenträger -Merkblatt 361.* Beratungstelle für Stahlverwendung.
14.5. D. MATEESCU, G. MERCEA – *Calculul și încercări experimentale a grinzilor metalice ajurate.* Rev. Construcțiilor, *3* (1966).
14.6. D. MATEESCU, G. MERCEA – *Profile ajurate cu goluri circulare în inimă.* Buletinul Conferinței I de Construcții Metalice – Timișoara, 1973.
14.7. D. MATEESCU, G. MERCEA – *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor metalice ajurate din profile cu goluri în inimă.* Buletinul construcțiilor, *6* (1974).
14.8. D. MATEESCU, G. MERCEA – *Studiul variației eforturilor în jurul golurilor la profilele ajurate cu goluri circulare.* Buletinul Conferinței II de Construcții Metalice, Timișoara, 1979.
14.9. D. MATEESCU, G. MERCEA – *Un nouveau type du poutre ajoure.* Construction Metallique, *3* (1981).
14.10. G. MATEESCU – *Grinzi ajurate din profile laminate.* Buletinul Conferinței VI de Construcții Metalice, Timișoara, 1991.

15.1. D. MATEESCU – *Construcții metalice.* Vol. II. Buletin I.P. Timișoara, 1951.
15.2. G. BALLIO, F. MAZZOLANI – *Theory and Design of Steel Structures.* Chapman and Hall, 1983.
15.3. F. R. BLEICH – *Stahlhochbau.* Springer Verlag, 1936.

16.1. R. DELESQUES – *Le Calcul des assamblages boulonnése par platine dèxtremité.* Construction Metallique, *4* (1972).
16.2. D. MATEESCU – *Construcții metalice.* Vol. II. Buletin I.P. Timișoara, 1951.
16.3. A. HAVRANEK – *Der Stahlskeltbau.* J. Springer, 1931.
16.4. K. GIRKMANN – *Flächentragverke.* Springer, 1946.
16.5. W. PROTTE – *Zum Scheibe und Beulprobleme.* Miteilung Krupp, 1975.

16.6. C. PETERSEN – *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen.* Vieweg, 1982.
16.7 *** – *Publication de la CECM – Calcul d'ossatures et assamblages. Considerations economiques.* Construction Metallique, *1* (1994).

17.1. D. MATEESCU și colab. – *Betrachtungen über Ermüdungsprozesses von konstruktion Elementen der normalen und vorgespannten Stahlbauten in Endstadium.* Wissenschaftliche Zeitschrift T. H. Dresden, *3* (1964).
17.2. D. MATEESCU – *Măsura solicitărilor la oboseală în cazul solicitărilor bi-axiale.* Buletin I.P. Timișoara, 1960.
17.3. D. MATEESCU și colab. – *Studii privind fenomenul de oboseală a elementelor metalice în diferite faze de plastificare.* Conferința V de sudură, Timișoara, 1965.
17.4. D. MATEESCU, J. DIMOIU – *Influența tensiunilor reziduale din sudare asupra fenomenelor de oboseală, a elementelor din oțel.* St. și cercet. de mecanică aplicată, *36* (1977).

18.1. EUROCODE 4 – *Calcul des structures mixtes acier et beton.* Part. 1.1 Règles generales et règles pour les batiments, 1994.
18.2. EUROCODE 3 – Part. 1.3. *Design of steel structures.* Cold formed thin gauge members and steeding, 1993.
18.3. DIN 1807–1987. Stahltrapezprofile Teil 1, 2 u. 3.
18.4. ECCS -Technical committee 7-Working Grup 7.6 – 1984. Compozite slabs. Design Manual for Composite Slabs.
18.5. ECCS – Technical Committee 7, Working Grup 7–6 – 1993. Composite Slabs. Good Construction Practice for Composite Slabs.
18.6. *** Richtlinien für Verbundkonstruktion im Hochbau. 1988 Österreichischer Stahlbauverband.
18.7 Beton Kalender. – Verbundkonstruktionen-Bemessung auf der Grunlage des Eurocode 4.
18.8. CR. PETERSEN – *Stahlbau.* Verlag-Friedr. Vieweg & Sohn, 1990.
18.9. M. CRISTINEL – *Calcul des dalles mixtes acier-beton.* Conferința VII de Construcții Metalice, Timișoara, 1994.
18.10. H. BODE, colab. – *Design of compozite slabs with partial shear conection.* Anex. Eurocode 4 – 1990. Universität Kaiserslautern.
18.11. Bemessung nach DIN 1045. Holorib-Verbundplatte. MONTANA.
18.12. D. MATEESCU, V. BOTA – *Alcătuirea și calculul grinzilor compuse oțel-beton.* Rev. construcțiilor și materialelor de construcții, *8* (1966).
18.13. Instrucțiuni tehnice. *Calculul și alcătuirea construcțiilor și structurilor compuse oțel-beton – 1972.* Catedra beton armat I.. P. Timișoara.
18.14. D. MATEESCU, V. BOTA – *Grinzi compuse oțel-beton, cu eforturi inițiale.* Rev. construcțiilor și materialelor de construcții, 1968.

19.1. *** *Richtlinien für den rechnerischen Brandwiederstandnachweis von* Stahlkonstruktionen. Österrechischer Stahlbauverband, 1989.
19.2. G. RAMBERG – *Zur Tragsicheheit von Verbundkonstruktionen im Brandfall.* Stahlrundschau, 1993.
19.3. *** *Richtlinien für den Brand Wiederstandnachweis von Blechverbunddecken.* Österreichischer Stahlbauverband, 1993.
19.4. P 118-83 *Norme tehnice de proiectare privind protecția la acțiunea focului.*
19.5. AISC – *Fire-Resistant* Construction in Modern Steel Framed Buildings, 1963.

ERATA

Pag. 41 : rândul 1 de ... cel mult ...
pag. 64 : rândul 2 de sus: (fig.2 .6.1 b)
pag.247: în tabelul 6.5 se va citi: fundamentală (de durată şi tranzitorie)
pag.361: rândul 2 de sus: (fig.10.26) în loc de (fig.10.16)
pag.364: rîndul 9 de sus: (fig.10.28 c) în loc de (fig.10.24 c)
pag.372: rîndul 1 de sus: fig.10.34 în loc de fig.10.28
pag.373: rîndul 1 de sus: fig.10.30 în loc de fig. 10.24
pag.383: rândul 2 de sus: relaţia (11.4) să fie....
pag.399: rândul 9 de jos: figura 11.16 înloc de 11.25
pag.400: rândul 10 de sus: figura 11.17 în loc de 11.26
pag.402: rândul 8 de sus: figura 11.18 în loc de 11
pag.421: figura 13.4 răsturnată
pag.518: ultimul rând: relaţia 12.13 în loc de 12.1
pag 530: rândul 6 de sus:

$$F = 375 \times 26\left(\frac{32,75}{23,75} + \frac{70}{70 + 32,25}\right) = 20120 \text{ daN} < 20540 \text{ daN}$$

pag.558: rândul 6 de sus: dar $n \leq 1,25$ m
pag.562: $l_{effa} = 0,5\ w + 2\ m + 0,625\ e$ (16.91)
pag.572: d) eforturile în şuruburile exterioare
$l_{effb} = 15,2$ cm, $M_{plRd} = (0,25 \times 6,25 \times 18,2 \times 24) / 1,1 = 518,2$ kNcm

Modul 1 $F_{1Rd} = \frac{4 \times 518,2}{3,5} = 592,2$ kN

Modul 2 $F_{1Rd} = \frac{2 \times 518,2 + 4 \times 365}{4 + 3,5} = 372,8$ kN

pag.646: rândul de deasupra relaţiei18.60: (fig 18.35) în loc de (fig.18.36)
pag.647: rândul sub relaţia 18.64: figura 18.36 în loc de figura 18.37
pag.649: rândul 7 de sus: (fig.18.30 a) şi (fig.18.30 b)
pag 649: rândul 17 de sus: ...două forţe...
pag.649: rândul 18 de sus: (fig.18.39) în loc de (fig.8.38)
pag.659 şi pag 660: se schimbă desenele de la fig.18.50 şi 18.51 între ele
pag.708: rândul 17 de jos: elasticitate în loc de electricitate
pag.714: rândul 12 de sus: (tabelul 19.8) în loc de (tabelul 19.7)
pag.724: rândul sub relaţia 19.36: tabelul 19.5 în loc de tabelul 19.4